

Entwicklung eines Verfahrens zur Beurteilung der Verkehrsqualität auf Straßen mit 2+1-Verkehrsführung

Dissertation
zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor-Ingenieur

an der Fakultät Bauingenieurwesen
der Bauhaus-Universität Weimar

vorgelegt von
Christian Baselau
aus Langenhagen

Weimar, 23. Mai 2005

Gutachter: 1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ulrich Brannolte
2. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Werner Brilon
3. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Bernhard Friedrich

Tag der Disputation: 12. Januar 2006

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	7
1.1	Ausgangslage und Themenabgrenzung	7
1.2	Methodik der Untersuchung	7
1.3	Begriffliche Festlegung	8
2	Theoretische Grundlagen und Definitionen	9
2.1	Beschreibung des Verkehrsablaufs	9
2.2	Fahrzeuge des Schwerverkehrs	10
2.3	Definition des RQ 15,5	10
2.4	Eigenschaften eines RQ 15,5	12
2.5	Verkehrsqualität	13
3	Literaturauswertung	14
3.1	Beschreibung des Verkehrsablaufs auf Strecken mit 2+1-Verkehrsführung	14
3.1.1	Kapazität	15
3.1.2	Pulkverhalten	16
3.1.3	Geschwindigkeiten	18
3.1.4	Ansätze zu Bemessungsverfahren	19
3.2	Verkehrssicherheit auf Strecken mit 2+1-Verkehrsführung	22
3.3	Verkehrsablauf an Knotenpunkten	23
3.3.1	Plangleiche Knotenpunkte	24
3.3.2	Planfreie Knotenpunkte	24
4	Empirische Erhebungen auf der freien Strecke	27
4.1	Auswahl geeigneter Untersuchungsstrecken	27
4.1.1	Besonderheiten bei Strecken mit 2+1-Verkehrsführung	30
4.1.2	Festlegung der Untersuchungsstrecken	30
4.2	Erhebungskonzept	32
4.3	Erhebung von Reisegeschwindigkeiten	33
4.3.1	Ortsfeste Erhebung	33
4.3.2	Mobile Erhebung	34
4.4	Erhebung lokaler Geschwindigkeiten	35
5	Ergebnisse der Messungen	37
5.1	Umrechnung von 5-Minuten-Zählungen auf Stundenwerte	37
5.2	Reisegeschwindigkeiten	39
5.2.1	q-v-Diagramme	40
5.3	Geschwindigkeitsprofile	45

5.4	Lokale Kenngrößen	46
5.5	Untersuchungen zum Pulkverhalten	48
5.5.1	Bestimmung von Pulks aus lokalen Beobachtungen	48
5.5.2	Pulkgröße und Position einzelner Fahrzeuge im Pulk	53
5.5.3	Einfluss der Pulkdefinition auf die Anzahl der behinderten Fahrzeuge.....	55
5.5.4	Zusammenfassung der Untersuchungen zum Pulkverhalten	56
5.6	Bestimmung von Überholraten.....	57
5.6.1	Zusammenfassung der Untersuchungen zum Überholverhalten.....	61
5.7	Untersuchungen zum Schwerverkehr	61
5.8	Zusätzliches Datenmaterial	62
6	Simulationsmodell LASI2+1	63
6.1	Überholungen	63
6.2	Fahrstreifenwechsel	65
6.3	Minimaler Folgeabstand	67
6.4	Beschleunigungsvermögen der FFE	69
6.5	Kalibrierungs- und Validierungsprozess.....	71
6.5.1	Entwurf der Simulationsstrecken für die Validierung.....	72
6.5.2	Bedeutung der Vor- und Nachlaufstrecken	72
6.5.3	Bestimmung der Vorgabegeschwindigkeit	73
6.5.4	Geschwindigkeitsverhalten auf Gefällestrecken	77
6.6	Validierung von LASI2+1 anhand empirischer Daten	78
6.6.1	Bedeutung des Messquerschnitts	78
6.6.2	Vergleich von Simulations- und Messergebnissen	79
6.6.3	Überholraten.....	84
6.6.4	Validierung bei großen Längsneigungen	85
6.6.5	Besonderheiten bei der Validierung des Modells mit der B31n	85
6.7	Überprüfung des Simulationsmodells in ein- und zweistreifigen Abschnitten.....	86
7	Durchführung und Auswertung der Simulationsläufe	89
7.1	Bestimmung der Kapazität mit Hilfe der Simulation	89
7.2	Simulation von Gesamtstrecken.....	92
7.2.1	Varianzanalytische Betrachtung der Simulationsergebnisse	93
7.3	Simulation Teilstrecken	96
7.3.1	Länge der ein- und zweistreifigen Streckenabschnitte	97
7.3.2	Anzahl der ein- und zweistreifigen Abschnitte	98
8	Makroskopische Beschreibung des Verkehrsablaufs	100
8.1	Prinzipiell geeignete Verkehrsflussmodelle.....	101

8.1.1	Lineare Modelle	101
8.1.2	Wurzelfunktionen	102
8.1.3	Nicht-lineares k-v-Modell nach van Aerde	102
8.1.4	Mehrteiliges k-v-Modell nach Wu	103
8.2	Analyse der empirischen Daten	104
8.3	Bestimmung der q-v-Diagramme aus der Simulation	106
9	Verfahren zur Beurteilung der Verkehrsqualität auf freien Streckenabschnitten eines RQ 15,5	109
9.1	Festlegung der Steigungsklassen	109
9.2	Definition der Verkehrsqualität	110
9.3	Weitere Einflussfaktoren	111
9.3.1	Länge der ein- und zweistreifigen Streckenabschnitte	111
9.3.2	Anzahl der ein- und zweistreifigen Abschnitte	113
9.3.3	Zusammenfassung	114
9.4	Verkehrsablauf auf den einzelnen Teilabschnitten	115
9.4.1	q-v-Diagramme	115
9.5	Überprüfung der Ergebnisse	120
9.6	Bewertung unterschiedlicher Querschnitte nach HBS	123
10	Verfahren zur Beurteilung der Verkehrsqualität von Streckenzügen	125
10.1	Festlegung des zu untersuchenden Knotenpunkttyps	125
10.2	Empirische Untersuchungen	128
10.2.1	Methodischer Ansatz	128
10.2.2	Abgrenzung des „Interaktionsbereiches“	128
10.2.3	Lokale Geschwindigkeiten in der Rampenfahrbahn	129
10.2.4	Übersicht über die Messstrecken	130
10.2.5	Ergebnisse der Messungen	130
10.3	Analyse mit Hilfe von LASI2+1	133
10.3.1	Erweiterung des Simulationsmodells	133
10.3.2	Validierung des Simulationsmodells	133
10.4	Durchführung und Ergebnisse der Simulation	135
10.4.1	Einflussparameter	135
10.4.2	Einfluss der Längsneigung	140
10.4.3	Einfluss der Abschnittslängen	142
10.4.4	Bestimmung der Kapazität	142
10.4.5	Einfluss auf nachfolgende einstreifige Abschnitte	144
10.5	Vorschlag für eine Erweiterung des Bemessungsverfahrens	145

10.6	Einfluss der Knotenpunktformen	146
11	Ausblick	148
12	Zusammenfassung.....	150
13	Literatur.....	154
14	Abbildungsverzeichnis	166
15	Tabellenverzeichnis	169
16	Verzeichnis der fachspezifischen Abkürzungen	170

1 Einleitung

1.1 Ausgangslage und Themenabgrenzung

Die stetige Steigerung des Verkehrsaufkommens in Deutschland führt immer häufiger zu Überlastungen vorhandener Verkehrsanlagen. In der Verkehrsplanung wird es deshalb zunehmend wichtiger, Engpässe durch geeignete Maßnahmen möglichst frühzeitig zu vermeiden oder zu reduzieren. Voraussetzung dafür ist u. a. die Kenntnis, bei welchem Verkehrsaufkommen die Kapazität einer Verkehrsanlage erreicht wird. Da bei Verkehrsbelastungen im Bereich der Kapazität erhebliche Instabilitäten im Verkehrsablauf auftreten können, erfolgt eine verkehrstechnische Dimensionierung in der Regel für eine Belastung unterhalb dieser Grenze. Somit ist gewährleistet, dass definierte Verkehrsqualitäten aufrechterhalten werden können.

Mit Einführung des Handbuchs für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen **[HBS 2001]** existiert in Deutschland erstmals ein Regelwerk, das für nahezu alle Anlagen des Straßenverkehrs standardisierte Verfahren zum Nachweis der Verkehrsqualität bereitstellt. Dabei werden unterhalb der Kapazität für jede Anlage vergleichbare Qualitätsstufen des Verkehrsablaufs definiert. Zur Beschreibung der Qualität wurden in Fachkreisen mess- oder berechenbare Kriterien (z. B. Geschwindigkeit, Verkehrsdichte, Auslastung oder Wartezeit) als Indikatoren festgelegt. Zum wesentlichen Konzept des HBS gehört es, die Netzelemente Strecke und Knoten getrennt voneinander zu betrachten. Wie jedoch verschiedene Diskussionsbeiträge anlässlich eines Kolloquiums zur Einführung des HBS im Januar 2002 zeigten, wird in Verwaltung und Praxis der Wunsch nach einer konsistenten gesamtheitlichen Betrachtungsmöglichkeit von Strecke und Knotenpunkt offensichtlich.

Im Januar 2004 wurde ein Forschungsprojekt abgeschlossen, in dem für freie Streckenabschnitte mit dem Straßentyp RQ 15,5 (RQ: Regelquerschnitt) ein Verfahren zur Beurteilung der Verkehrsqualität entwickelt wurde **[Brannolte, Baselau, Dong 2004]**. Die vorliegende Arbeit stellt die Grundzüge dieses Verfahrens dar und erweitert es darüber hinaus, indem eine übergreifende Bewertung der Verkehrsqualität für die Elemente „freie Strecke“ und „planfreie Knotenpunkte“ aufgezeigt wird. Dieser erweiterte Ansatz kommt damit dem vielfach geäußerten Wunsch nach, die Verfahren zur Bewertung der Verkehrsqualität praxisgerechter zu gestalten. Der RQ 15,5 eignet sich für ein solches Vorhaben besonders, da der Verkehrsablauf auf nahezu sämtlichen Streckenabschnitten mit so genannter 2+1-Verkehrsführung (siehe Bild 2-1) in Deutschland durch die im Zuge der Strecken vorhandenen Knotenpunkte maßgeblich und charakteristisch mitbestimmt wird.

1.2 Methodik der Untersuchung

Um den Verkehrsablauf auf den Elementen „freie Strecke“ und „Knotenpunkt“ sowie deren Einfluss auf die Verkehrsqualität beschreiben zu können, ist zunächst eine getrennte Analyse erforderlich.

In empirischen Untersuchungen werden dazu im Zuge von Strecken mit 2+1-Verkehrsführung Reisegeschwindigkeitsmessungen sowie ergänzende Messungen lokaler Kenngrößen durchgeführt. Die empirischen Daten dienen neben der Beschreibung des Verkehrsablaufs zur Eichung einer mikroskopischen Verkehrsflusssimulation. Unter Verwendung des Simulationsprogramms wird der Verkehrsablauf auf Streckenzügen mit 2+1-Verkehrsführung untersucht, indem verkehrliche und streckencharakteristische Parameter systematisch variiert werden. Der Einsatz einer Simulation bringt den Vorteil, dass jeweils nur eine Einflussgröße variiert und untersucht werden kann, während alle übrigen Größen konstant gehalten werden („ceteris paribus“-Bedingungen). Derart umfangreichen Ergebnisse sind mit empirischen Messungen nicht möglich.

Mittels einer makroskopischen Analyse der empirischen sowie der Simulationsergebnisse werden Verkehrsstärke-Geschwindigkeitsbeziehungen (so genannte q-v-Diagramme) zur Beschreibung des Verkehrsablaufs auf einem RQ 15,5 entwickelt und dabei Größen, die die erreichbaren Reisegeschwindigkeiten maßgeblich beeinflussen, quantifiziert. Ferner werden Aussagen zur Kapazität der freien Strecke formuliert. Zur Beschreibung der Verkehrsqualität sollen verschiedene Indikatoren hinsichtlich ihrer Aussagefähigkeit analysiert werden. Denkbar sind hier die Reisegeschwindigkeiten von Pkw und Lkw, sowie Kenngrößen aus dem Pulk- und Überholverhalten der Fahrzeuge. Unter Berücksichtigung aller Erkenntnisse wird abschließend ein praxisgerechtes Verfahren zur verkehrstechnischen Dimensionierung von Streckenzügen mit 2+1-Verkehrsführung entwickelt. Dabei ist insbesondere der Ablauf bestehender Bemessungsverfahren für andere Landstraßenquerschnitte **[HBS 2001]** zu analysieren und ggf. zu berücksichtigen. Dadurch kann bei der Einbringung des Verfahrens für den RQ 15,5 in eine Fortschreibung des HBS eine höhere Akzeptanz erwartet werden.

1.3 Begriffliche Festlegung

In den **[RAS-Q 1996]** ist für Straßen mit 2+1-Verkehrsführung der Straßentyp RQ 15,5 definiert. In der Realität ist dieser Straßentyp mit den dort festgeschriebenen Abmessungen jedoch (noch) selten anzutreffen, da vornehmlich ehemalige b2ü- bzw. b2s-Querschnitte¹ ummarkiert wurden und somit in der Regel eine geringere befestigte Kronenbreite der Straße vorliegt. Der Neubau von Straßen, die in ihren Abmessungen den RAS-Q 1996 entsprechen, ist vielerorts noch nicht abgeschlossen. Daher ist bei der Auswahl von Messstrecken jede Strecke, die eine 2+1-Verkehrsführung aufweist, mit einzubeziehen. Im Folgenden werden die Begriffe „RQ 15,5“ und „b2+1“ (ältere Bezeichnung für einen Straßentyp mit 2+1-Verkehrsführung) sinngemäß gleichgestellt. Vorausgesetzt wird dabei, dass ein Einfluss der Fahrstreifenbreite auf den Verkehrsablauf vernachlässigt werden kann.

¹ „b2“ steht dabei für eine Fahrstreifengrundbreite 3,50 m bei 2 Fahrstreifen; „ü“ für überbreit bzw. „s“ für befestigen Seitenstreifen – alte RAS-Q von 1982

2 Theoretische Grundlagen und Definitionen

2.1 Beschreibung des Verkehrsablaufs

Zur makroskopischen Beschreibung eines Verkehrsstroms werden geeignete Parameter benötigt, die prinzipiell über zwei Betrachtungsweisen ermittelt werden können. In einem Weg-Zeit-System können Beobachtungen des Verkehrsablaufs sowohl an einem festen Ort erfolgen (man spricht hier von *lokalen Beobachtungen*) als auch zu einem bestimmten Zeitpunkt (man spricht dann von *momentanen Beobachtungen*). Bei den lokalen Beobachtungen können die Anzahl der Fahrzeuge pro Zeitintervall (*Verkehrsstärke* q) sowie aus Einzelgeschwindigkeiten die *mittlere lokale Geschwindigkeit der Fahrzeuge* $\overline{v_l}$ ermittelt werden, bei momentanen Beobachtungen die Anzahl der Fahrzeuge pro Streckenabschnitt (*Verkehrsdichte* k). Für diese Fahrzeuge kann deren *mittlere momentane Geschwindigkeit* $\overline{v_m}$ bestimmt werden.

Üblicherweise werden in der Praxis lokale Beobachtungen durchgeführt, da sie leichter zu realisieren sind. Unter der Annahme, dass sich die lokal betrachteten Kenngrößen entlang der Strecke und die momentan beobachteten Größen über die Zeit nicht ändern, spricht man von einem *stationären Verkehrsstrom*. Die Stationarität ist Voraussetzung dafür, dass der Zusammenhang zwischen lokalen und momentanen Parametern mit Hilfe folgender Zustandsgleichung beschrieben werden kann:

$$q = k \times \overline{v_m} \quad \text{(Formel 2-1)}$$

Da $\overline{v_m}$ und k nicht bei lokalen Beobachtungen ermittelt werden können, ist es notwendig, beispielsweise die momentane Kenngröße $\overline{v_m}$ durch die lokale $\overline{v_l}$ abzuschätzen. Dies gelingt durch die Bildung des harmonischen Mittelwerts der lokal ermittelten Einzelgeschwindigkeiten.

Für den vorliegenden Fall sind allerdings weder $\overline{v_m}$ noch $\overline{v_l}$ von primärem Interesse, sondern vielmehr die *mittlere Reisegeschwindigkeit* der Pkw $\overline{v_{R,Pkw}}$ über einen längeren Streckenabschnitt. Diese kann entweder direkt über den Quotienten aus der Wegstrecke zwischen definierten Ein- und Ausfahrquerschnitten einer Untersuchungsstrecke und der dabei vergangenen Reisezeit berechnet, oder aber unter der Annahme von Stationarität über Weg und Zeit über die mittlere momentane Geschwindigkeit $\overline{v_m}$ geschätzt werden.

Während die Parameter q und $\overline{v_m}$ direkt bzw. über Umrechnung bei einer lokalen Beobachtung pro Beobachtungszeitintervall ermittelt werden können, wird der Parameter k mit Hilfe der Zustandsgleichung (Formel 2-1) berechnet. Die so vorhandenen Wertegruppen einzelner Intervalle werden schließlich mit Hilfe statistischer Verfahren auf quantitative Zusammenhänge untersucht. Einen so

ermittelten Zusammenhang nennt man *makroskopisches Modell zur Beschreibung des Verkehrsablaufs* [Leutzbach 1972].

Befahren nur sehr wenige Fahrzeuge die Strecke ($k \rightarrow 0$), so spricht man von *freiem Verkehr*. Diese Fahrzeuge können dann ihre jeweilige *Geschwindigkeit* v_0 frei wählen. v_0 ist dabei definiert als der Mittelwert $\overline{v_m}$ bei $k \rightarrow 0$. Mit zunehmender Verkehrsstärke wächst der Grad der gegenseitigen Beeinflussung und die mittlere Geschwindigkeit der Fahrzeuge nimmt ab. Die Verkehrsstärke ist dabei nur bis zur *Kapazität* C (entspricht der maximal erreichbaren Verkehrsstärke q_{\max}) steigerbar. Die Kapazität trennt im Fundamentaldiagramm die Bereiche des *teilgebundenen* Verkehrs und des *gebundenen Verkehrs*. Für die Dimensionierung von Verkehrsanlagen definiert man üblicherweise *zulässige Verkehrsstärken*, die unterhalb der Kapazität, also im Bereich des teilgebundenen Verkehrs liegen.

2.2 Fahrzeuge des Schwerverkehrs

In der Regel werden bei der Beschreibung des Verkehrsablaufes die Fahrzeuge hinsichtlich ihrer Art unterschieden. Im einfachsten Fall trennt man *Pkw* und *Fahrzeuge des Schwerverkehrs*. Letztere sind in dieser Arbeit definiert als Fahrzeuge mit einem zulässigen Gesamtgewicht von mehr als 3,5 t. Sie verfügen in der Regel bauartbedingt über ein spezielles fahrdynamisches Verhalten, insbesondere ein geringeres Beschleunigungsvermögen als Pkw, sowie andere Bremscharakteristika und niedrigere, bauartbedingte Höchstgeschwindigkeiten. Für den Verkehrsablauf wesentlich bedeutsamer sind allerdings die Fahrzeuge mit einem zulässigen Gesamtgewicht über 7,5 t. Bereits ein einzelnes schweres Fahrzeug kann insbesondere an Steigungen große Auswirkungen auf die Verkehrsqualität haben. Der Einfluss des Schwerverkehrs erfährt im HBS seine Berücksichtigung anhand des prozentualen Anteils am Gesamtverkehr. [Ponzlet 1996] stellte systematische Zusammenhänge zwischen Lkw-Anteilen und den Verkehrsstärken fest. Danach treten hohe Lkw-Anteile meist bei geringen Verkehrsstärken auf; bei hohen Verkehrsbelastungen sind die Lkw-Anteile tendenziell geringer.

In der vorliegenden Untersuchung wird bei der Betrachtung der untersuchten und simulierten Strecken ein über den gesamten Beobachtungszeitraum gemittelter Schwerverkehrsanteil verwendet (vgl. Kapitel 5.7).

2.3 Definition des RQ 15,5

Gemäß den [RAS-Q 1996] handelt es sich bei dem Regelquerschnitt RQ 15,5 um einen einbahnigen Querschnitt, der im Regelfall für Kraftfahrstraßen - Zeichen 331 Straßenverkehrsordnung (StVO) - eingesetzt werden soll. „Sofern an vorhandenen Straßen ... die Voraussetzungen für die Anordnung des Zeichens 331 noch nicht vorliegen ..., können einzelne Streckenabschnitte bis zur

Schaffung dieser Voraussetzungen als Straße für den allgemeinen Verkehr betrieben werden.“
[RAS-Q 1996, S. 15]

Ein RQ 15,5 besteht aus zwei Richtungsfahrstreifen und einem mittleren Fahrstreifen, der abschnittsweise entweder der einen oder der anderen Fahrtrichtung zugeordnet wird (Bild 2-1).

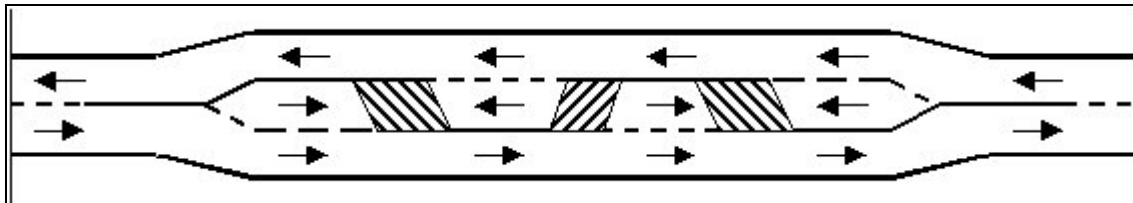


Bild 2-1: Prinzipdarstellung eines RQ 15,5 im Lageplan

Die Überleitungen zwischen diesen Bereichen werden „*kritische Wechsel*“ genannt, wenn eine Fahrstreifenreduktion von zwei auf einen Fahrstreifen erfolgt (in Bild 2-1 im Bereich der beiden äußeren, markierten Sperrflächen), und „*unkritische Wechsel*“, wenn statt einem wieder zwei Fahrstreifen zur Verfügung stehen (in Bild 2-1 im Bereich der mittleren Sperrfläche). Für die Länge der Sperrflächen im kritischen Wechsel werden in den **[RAS-Q 1996]** ca. 180 m empfohlen, für die im unkritischen Wechsel mindestens 30 m.

Im einem Schreiben des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (BMVBW) an die obersten Straßenbaubehörden der Länder vom 27.08.2001 **[BMVBW 2001]** wird besonders darauf hingewiesen, dass „es sich beim RQ 15,5 nicht um eine dreistreifige, sondern um eine *zweistreifige Straße mit der Bau- und Betriebsform 2+1* handelt, da nur 2 Fahrstreifen durchgängig befahren werden...“.

Der RQ 15,5 grenzt sich von einem zweistreifigen Querschnitt mit Zusatzfahrstreifen dadurch ab, dass die Anordnung der zwei Fahrstreifen pro Fahrtrichtung alternierend erfolgt. Im Gegensatz zu allen anderen in den **[RAS-Q 1996]** definierten und dargestellten Regelquerschnitten wird der RQ 15,5 erst unter Berücksichtigung der Streckenlänge vollständig definiert. Es wird daher im Folgenden nicht von einem Querschnitt RQ 15,5, sondern von einem Straßentyp RQ 15,5 gesprochen.

Nach § 3, Abs. 3 der StVO [z. B. **Schurig, Wagner 1999**] gilt auf dem RQ 15,5 eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 100 km/h für Personenkraftwagen sowie andere Kraftfahrzeuge mit einem zulässigen Gesamtgewicht bis 3,5 t, da die im Folgenden dargelegten Ausnahmeregelungen für diesen Querschnitt nicht gelten. Bei mit einem RQ 15,5 ausgebildeten Straßen handelt es sich nicht um:

- Autobahnen,
- andere Straßen mit Fahrbahnen für eine Richtung sowie Trennung durch Mittelstreifen oder sonstige bauliche Einrichtungen bzw.
- Straßen, die mindestens zwei markierte Fahrstreifen für jede Richtung haben.

Für Lkw bis 7,5 t zulässigen Gesamtgewichts gilt eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 80 km/h und für Fahrzeuge mit mehr als 7,5 t zulässigem Gesamtgewicht von 60 km/h.

2.4 Eigenschaften eines RQ 15,5

Der Landstraßentyp RQ 15,5 wurde 1996 in die RAS-Q aufgenommen. Eine Entscheidungsbasis war dabei das Forschungsprogramm der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) zum Thema „Zwischenquerschnitte“ **[BASt 1992]**. Die darin durchgeführten Untersuchungen zielten auf die Erprobung von Querschnitten, die in der Herstellung günstiger sind und einen geringeren Flächenverbrauch haben als zweibahnige Querschnitte, jedoch gleichzeitig mehr Verkehrssicherheit und eine höhere Verkehrsqualität gewährleisten als bis dahin übliche, einbahnig zweistreifige Straßen. Aufgrund der Ergebnisse aus Unfalluntersuchungen sowie Analysen zum Verkehrablauf wurde der b2+1-Straßentyp als einziger einbahnig zweistreifiger Querschnitt empfohlen. Es wurden Einsatzbereiche abgeleitet und Entwurfshinweise erarbeitet, die später Eingang in das deutsche Regelwerk **[RAS-Q 1996]** fanden.

Ein RQ 15,5 wird üblicherweise räumlich begrenzt im Zuge eines RQ 10,5 bzw. RQ 9,5 (also eines „herkömmlichen“ einbahnig zweistreifigen Landstraßenquerschnitts) eingesetzt. Dies kann aus verschiedenen Gründen erfolgen; genannt seien hier vorrangig die (räumlich begrenzte) Verbesserung der Verkehrsqualität und eine höhere Verkehrssicherheit. Letztgenannter Aspekt wurde jüngst eingehend bei **[Palm, Schmidt 1999]** behandelt. Die Aussagen zur Verkehrsqualität basierten bislang allenfalls auf einzelnen Studien. Ein weiterer Vorteil, der bei den Abwägungen zwischen einem RQ 10,5 und einem RQ 15,5 eine wichtige Rolle spielen kann, ist neben günstigerer Unfallkenngrößen des RQ 15,5 (Kapitel 3.2) auch, dass beim Entwurf auf die Einhaltung von Überhol-sichtweiten nach **[RAS-L 1995]** verzichtet werden kann.

Ca. 88% der rund 41.000 km Netzlänge an Bundesstraßen in Deutschland (Stand 2001) **[BMVBW 2003]** sind mit einem RQ 10,5 oder vergleichbaren Querschnitt ausgebildet. Der RQ 15,5 ist dagegen mit insgesamt ca. 400 km Streckenlänge (entspricht ungefähr 1 % der Netzlänge aller Bundesstraßen) noch relativ selten. Bei einem RQ 10,5 ist es daher auch vergleichsweise einfach, freie Streckenabschnitte mit ähnlichen baulichen Eigenschaften ausfindig zu machen. Die Kriterien, nach denen diese sich bei der Trassierung wesentlich unterscheiden, lassen sich auf Längsneigung und Kurvigkeit reduzieren. Bei einem RQ 15,5 hingegen kommen noch mindestens zwei weitere Kriterien hinzu: zum einen die Länge der ein- bzw. zweistreifigen Teilabschnitte sowie zum anderen die Anzahl der Teilabschnitte zwischen zwei Knotenpunkten.

In Überlagerung mit den bereits zuvor genannten Parametern ist es derzeit nicht möglich, zwei ähnlich trassierte, unter Verkehr stehende Strecken mit 2+1-Verkehrsführung zu finden. Diese Tatsache macht es außerordentlich schwierig, allgemeingültige Zusammenhänge auf Basis von Messergebnissen präzise zu formulieren. Bei der Auswahl von Untersuchungsstrecken muss da-

her darauf geachtet werden, möglichst auf sehr verschiedenen Strecken empirische Erhebungen durchzuführen, um somit eine breite abgesicherte Grundlage zu bekommen.

Der Verkehrsablauf auf einem RQ 15,5 setzt sich aus einer Kombination von typischen Komponenten einer Landstraße sowie einer Richtungsfahrbahn zusammen. Im einstreifigen Bereich herrscht Überholverbot; das bedeutet, dass es zu Kolonnenfahrten kommt. Im zweistreifigen Bereich gibt es uneingeschränkte Überholmöglichkeiten. Für den Verkehrsablauf bedeutet dies, dass schnellere Fahrzeuge auf diesen Abschnitten langsamere Fahrzeuge überholen können. Insgesamt betrachtet kann der Straßentyp RQ 15,5 als eine Zusammensetzung zwei entgegengerichteter Richtungsfahrbahnen ohne bauliche Mitteltrennung verstanden werden, da zu keinem Zeitpunkt beim Durchfahren einer Strecke Anlagen des jeweiligen Gegenverkehrs mitbenutzt werden.

2.5 Verkehrsqualität

Kern dieser Arbeit ist die Entwicklung eines Verfahrens zur Bestimmung der Verkehrsqualität. Die FGSV definiert Verkehrsqualität als „Zusammenfassende Gütebeurteilung des Verkehrsflusses“ **[FGSV 2000]**. Diese sehr allgemeine Definition wird im Kapitel „Einführung“ des **[HBS 2001]** für den Anwendungsfall spezifiziert. Dabei werden für alle Straßenverkehrsanlagen unterhalb der Kapazität vergleichbare Stufen definiert, die der Beurteilung des Verkehrsablaufs dienen. Je nach Anlage werden unterschiedliche mess- oder berechenbare Parameter als Indikatoren verwendet; für Landstraßen wurde die Verkehrsdichte k festgelegt. Im HBS werden sechs Stufen der Verkehrsqualität unterschieden, die durch feste Grenzwerte der als Indikator eingesetzten Parameter voneinander getrennt sind. Die Qualitätsstufen sind aus Nutzersicht formuliert und reichen von der Stufe „A“ (völlig unbeeinflusstes Fahren auf der freien Strecke) bis zur Stufe „F“ (Überlastung). Die Stufe „E“ gibt dabei das Erreichen der Kapazitätsgrenze an. Obwohl das HBS die Qualität des Verkehrsablaufs ausschließlich aus verkehrstechnischer Sicht bewertet, lassen sich damit auch Anhaltspunkte für den wirtschaftlichen Betrieb einer Straßenverkehrsanlage ableiten. Das Qualitätsstufenkonzept wirkt aufgrund seiner Nachvollziehbarkeit in Politik und Öffentlichkeit verständlich und fördert somit auch die Akzeptanz der berechneten Ergebnisse.

Für die vorliegende Arbeit soll die Bewertung der Verkehrsqualität auf Basis der im HBS vorgeommenen Verfahrensweise erfolgen. Die Formulierungen werden dementsprechend darauf abgestellt.

3 Literaturlauswertung

Ein Großteil der nationalen Literatur, die zu dem Themenbereich „RQ 15,5“ bzw. „b2+1“ vorhanden ist, stammt aus der Zeit vor 1992. Zu diesem Zeitpunkt wurde ein groß angelegtes Forschungsprogramm zu Zwischenquerschnitten abgeschlossen [BAST 1992], in dem u. a. der Querschnitt b2+1 ausführlich in Forschungsarbeiten und Dissertationen untersucht wurde.

Internationale Untersuchungen und Veröffentlichungen zu dreistreifigen Straßen (mehrheitlich mit 2+1-Führung) finden sich in folgenden Ländern: Australien, Kanada, den USA, Frankreich, Italien, Schweiz, Großbritannien, der ehemaligen UdSSR sowie Finnland und Schweden. Während in den beiden skandinavischen Ländern die 2+1-Verkehrsführung erst in den letzten Jahren systematisch untersucht wird, sind die übrigen internationalen Veröffentlichungen in der Regel aus der Zeit vor 1990. Ausführliche Zusammenfassungen dieser Literatur (vor allem hinsichtlich der Entwurfs- und Einsatzempfehlungen) finden sich bei [Bickelhaupt 1989] und [Roos 1991], weshalb an dieser Stelle auf eine Zusammenfassung verzichtet wird.

Bei der Betrachtung von Strecken mit 2+1-Verkehrsführung ist zu beachten, dass zweistreifige Abschnitte in Fahrtrichtung längenmäßig nicht identisch sind mit den einstreifigen Abschnitten in Gegenrichtung. Diese einstreifigen Abschnitte sind grundsätzlich länger anzusetzen, da zusätzlich die Länge der Sperrflächen addiert werden muss. Anders als bei den klassischen zweistreifigen Querschnitten (RQ 9,5 bzw. RQ 10,5) reicht es aus, die zur Beschreibung des Verkehrsablaufs relevanten Größen für die beiden Fahrtrichtungen getrennt zu erheben [Roos 1989].

Eine detaillierte Untersuchung des Verkehrsablaufs wird nur in wenigen Veröffentlichungen vorgenommen und erstreckt sich dabei immer nur auf einzelne Untersuchungsstrecken, aus denen keine allgemeingültige Aussagen abgeleitet werden können. Dies ist nicht zuletzt darauf zurückzuführen, dass Anfang der 90er-Jahre nur sehr wenige Strecken mit einem b2+1-Querschnitt in Deutschland in Betrieb waren. In der Literatur werden jedoch Anhaltspunkte bezüglich Geschwindigkeiten, Überholungen, Pulks und Kapazitäten genannt. Sie dienen als Ausgangslage für die vorliegende Untersuchung und werden im Folgenden kurz erläutert.

3.1 Beschreibung des Verkehrsablaufs auf Strecken mit 2+1-Verkehrsführung

Im Rahmen des ersten deutschen Modellversuchs auf der Bundesstraße B 33 führten [Meewes, Maier 1984] eine so genannte Vorher-Nachher-Untersuchung durch. Verglichen wurde dabei der bis 1982 markierte b2ü-Querschnitt (überbreiter Querschnitt) mit dem nach einer Deckenerneuerung markierten b2+1-Querschnitt hinsichtlich Unfallgeschehen und Verkehrsablauf. Sie stellten fest, dass bei mittleren Verkehrsstärken und hohem Schwerverkehrsanteil (SV-Anteil) die Zahl der Überholungen werktags gegenüber einem Betrieb als b2ü-Querschnitt deutlich sinkt, sonntags bei hohen Verkehrsstärken und geringerem SV-Anteil jedoch steigt. Allgemein wurden bei 2+1-

Verkehrsführung weniger riskante Fahrmanöver beobachtet als im Vorher-Zustand mit einem b2ü-Querschnitt. Bei geringen Verkehrsstärken wurde auf der b2+1-Strecke erheblich weniger überholt als im Vorher-Zustand. Mit einem gleichzeitigen Anstieg von Pkw- und Lkw-Verkehrsstärke nahm auch die Anzahl der Überholungen zu.

Eine erste deutsche zusammenfassende Überblickstudie **[Hartkopf 1987]** ergab, dass b2+1-Querschnitte dazu beitragen, den Überholdruck abzubauen und das Geschwindigkeitsverhalten zu homogenisieren. Gleichzeitig deuteten vereinzelte Messungen an, dass die Kapazität eines solchen Querschnitts höher liegen könnte als auf einem klassischen zweistreifigen Querschnitt.

In einer vor kurzem abgeschlossenen Untersuchung von **[Weber, R., Löhe 2003]** wurde der Einfluss langsamer Fahrzeuge auf 2+1-Strecken, die für den allgemeinen Verkehr freigegeben sind, untersucht. Auf insgesamt sieben Untersuchungsstrecken konnte allerdings kein wesentlicher Einfluss langsamer Fahrzeuge auf den Verkehrsablauf festgestellt werden. Diese Aussage stützt sich dabei auf eine rein quantitative Erfassung lokaler Geschwindigkeiten bzw. die Abschätzung von Fahrzeugpuls während der Durchführung von Fahrzeug-Nachfahrten.

3.1.1 Kapazität

In Untersuchungen aus der Schweiz kam man hinsichtlich der Kapazität von 2+1-Querschnitten bereits 1983 zu anderen Ergebnissen als Hartkopf: „Dreistreifige Straßen liegen bezüglich der Kapazität in der gleichen Größenordnung wie zweispurige Straßen. ... Sie sind ein Mittel zur Erhöhung der Verkehrsqualität und der Verkehrssicherheit, da das Überholen und Auflösen von Kolonnen erleichtert wird.“ **[Dietrich, Boppart, Lindemann 1983, S. 62]**. In Deutschland bestätigten **[Leutzbach, Brannolte, Schmidt 1990]** erstmals mit Hilfe der mikroskopischen Verkehrsflusssimulation die Ergebnisse aus der Schweiz. Demnach scheint die Kapazität in etwa gleich der von normalen Landstraßen zu sein; jedoch verbessert sich die Verkehrsqualität. Als Maß für die Verkehrsqualität wurde die Langsamkeit [s/km] verwendet. Die Langsamkeit gibt die pro Längeneinheit benötigte Fahrzeit an.

[Linder 1988] merkte an, dass beim b2+1 die Kapazität durch die einstreifigen Abschnitte bestimmt wird. Eine Quantifizierung der Kapazität von 2+1-Querschnitten erwies sich prinzipiell aufgrund der Einbindung der Ausbauquerschnitte in Streckenabschnitte mit klassischen zweistreifigen Querschnitten und der damit verbundenen Zuflussbegrenzung als schwierig. Er nahm an, dass sich eine geringe Kapazitätserhöhung aufgrund von „Entflechtungen“ (gemeint sind Pulkaufösungen) in den zweistreifigen Abschnitten einstellt.

Zur Problematik der Fahrstreifenreduktion von zwei auf einen Fahrstreifen, die in Fällen zweibahniger „Vorher-Querschnitte“ mit je zwei Fahrstreifen pro Richtung auch beim b2+1-Querschnitt als kapazitätsbestimmend angesehen werden kann, lassen sich nur wenige Ansätze finden. **[Boll 1980]** gab aus empirischen Messungen und Simulationsrechnungen an Fahrstreifenreduktionen

von zwei auf einen Fahrstreifen für Autobahnen einen Wert für die Kapazität des Engpasses von ca. 1500 Fz/(h*Richtung), sowie für Landstraßen von ca. 1350 Fz/(h*Richtung) an. Dabei ist diese Kapazität allein bestimmend für die Entstehung eines Staus vor der Engstelle bei höherem Zufluss. Allerdings machte er dabei keine Angaben, unter welchen Randbedingungen (insbesondere Längsneigung und SV-Anteil) diese Werte Gültigkeit besitzen.

Neueste Untersuchungen zur Stauentstehung an Fahrstreifenreduktionen von zwei auf einen Fahrstreifen an Autobahnen infolge von Baustellen finden sich bei **[Beckmann, Zackor 2001]**. Diese sind aufgrund der andersartigen Randbedingungen im Baustellenumfeld (Beschilderung, Arbeitsaktivität, Baustellenausrüstung, beengte Fahrstreifen) nur bedingt vergleichbar mit „normalen“ Fahrstreifenreduktionen, andererseits können hier regelmäßig Kapazitäten empirisch bestimmt werden. Durch Umrechnung der in Pkw-Einheiten/h angegebenen Werte erhält man beispielsweise bei einer Längsneigung von +4% sowie einem SV-Anteil von 20% eine Kapazität der Fahrstreifenreduktion von 1560 Fz/(h*Richtung). **[Ressel 1994]** hat diese Problematik ebenfalls thematisiert und bei empirischen Messungen für einen SV-Anteil von 20% 1275 Fz/(h*Richtung) als Kapazität ermitteln können.

3.1.2 Pulkverhalten

Bei einer mikroskopischen Betrachtung des Verkehrsablaufes werden das Fahrverhalten einzelner Fahrzeuge sowie deren zeitliche bzw. räumliche Abstände zu den vorausfahrenden und folgenden Fahrzeugen beschrieben. Hierzu werden Parameter wie Weg- und Zeitlücken, Momentangeschwindigkeiten und deren Veränderungen über die Zeit genutzt.

Eines der Phänomene, die sich bei der mikroskopischen Betrachtung erkennen lassen, ist die Bildung von Fahrzeugpulks. Sie entstehen, wenn schnellere Fahrzeuge an langsamere heranfahren und nicht sofort überholen können. In solchen Fällen schränkt das vorausfahrende Fahrzeug das Folgefahrzeug bei dessen Wahl seiner Geschwindigkeit ein. Das Entstehen und insbesondere das Anwachsen von Pulks sind dabei abhängig von der Verkehrsstärke. Darüber hinaus gehende mögliche Einflüsse konnten jüngst in einer empirischen Untersuchung von **[Friedrich, Dammann, Irzik 2005]** nicht quantifiziert werden.

Die Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen definiert Fahrzeugkolonnen (Pulks) als „Fahrzeuge einer Fahrzeugreihe, von denen jedes außer dem ersten in seinem Geschwindigkeitsverhalten durch mindestens ein vorausfahrendes Fahrzeug beeinflusst wird.“ **[FGSV 2000, S. 34]** Wann jedoch ein Fahrzeugführer von einem vor ihm fahrenden Fahrzeug als beeinflusst gilt, hängt von der subjektiven Beurteilung der Situation ab und wird nicht definiert.

In der älteren Literatur finden sich dazu verschiedene Ansätze, die entweder zeitlückenorientiert Pulks klassifizieren **[Dietrich 1965]**, **[Trapp 1971]**, **[Keller, Hampe 1976]**, **[HCM 1985]** oder auf einem psycho-physischen Ansatz basieren **[Brilon 1975]**. Die zeitlückenorientierten Modelle gren-

zen ein Pulkfahrzeug dadurch ab, dass bei einer lokalen Betrachtung eine bestimmte Bruttozeitlücke zum Vorderfahrzeug unterschritten sein muss. Die Zeitlücke wird dabei in allen Ansätzen unterschiedlich definiert und variiert zwischen 5 und 9 s. In aller Regel wird zusätzlich noch eine Nebenbedingung vereinbart, die entweder ein Unterschreiten einer definierten lokalen Geschwindigkeit durch das betrachtete Fahrzeug oder die Anzahl der behinderten Fahrzeuge **[Trapp 1971]** berücksichtigt. Allen Modellen gemeinsam ist, dass der Erhebungsaufwand im Gegensatz zum psycho-physischen Ansatz geringer ist. Aufbauend auf **[Wiedemann 1974]** definiert Brilon bei diesem Ansatz ein Pulkfahrzeug über Geschwindigkeitsdifferenzen und Nettozeitlücken.

Pulks treten im Verkehrsablauf räumlich und zeitlich begrenzt auf und sind nach **[Schaechterle, Linder 1987]** auf die Geschwindigkeitsdifferenz zwischen Fahrzeugen auf dem Überholfahrstreifen und dem rechten Fahrstreifen zurückzuführen. Sie beobachteten, dass durch das Einscheren der Überholer am Ende eines zweistreifigen Abschnitts in manchen Fällen auf dem rechten Fahrstreifen Bremsvorgänge notwendig wurden, die allerdings auch bei hohen Verkehrsstärken nicht zum Stau führten. Dabei ermittelten sie in ihrer Untersuchung in den zweistreifigen Abschnitten mehr Pulkfahrzeuge auf dem Überholfahrstreifen als auf dem rechten Fahrstreifen.

In einer ausführlichen und umfangreichen Arbeit zum Pulkverhalten auf b2+1-Querschnitten stellte **[Roos 1989]** fest, dass sich die meisten Pulks auf den ersten 1000 – 1200 m der einstreifigen Abschnitte bildeten. Der Pulkzuwachs auf längeren Abschnitten ist im Verhältnis dazu deutlich geringer ausgeprägt. Die Pulkabgrenzung definierte er ebenfalls über Bruttozeitlücken sowie ein Geschwindigkeitskriterium. Der maßgebende Pulkanteil wird dabei am Ende des einstreifigen Bereichs angetroffen. Im zweistreifigen Bereich sind die Geschwindigkeiten der Überholer und Pulkführer die bestimmenden Größen bei der Pulkauflösung. Zu Beginn eines zweistreifigen Abschnitts findet eine Entflechtung von schnellen und langsamen Fahrzeugen statt, die am Ende dieser Abschnitte aufgrund von Wiedereinfädelungen erneut zusammengeführt werden. Dies führt wiederum zur Bildung neuer Pulks in dem anschließenden einstreifigen Abschnitt. Dadurch erklärt sich auch das am Ende von b2+1-Strecken von Roos beobachtete relativ hohe Niveau der Pulk Kennwerte. Pulkauflösung funktioniert bei geringen Verkehrsstärken sowohl bei kürzeren als auch bei längeren einstreifigen Abschnitten, bei höheren Verkehrsstärken nur bei kürzeren Abschnitten (bis 1000 m Länge) **[Roos 1989]**. Aus vornehmlich theoretischen Betrachtungen leitet Roos ein Modell her, mit dem für konkrete Verkehrsbelastungen Mindestabschnittslängen der zweistreifigen Abschnitte ermittelt werden können. Die so ermittelten Längen sollen ausreichend sein, um die Pulks, die sich in den einstreifigen Abschnitten gebildet haben, weitgehend wieder aufzulösen.

[Friedrich, Dammann, Irzik 2005] stellten jedoch bei einer empirischen Überprüfung dieses Verfahrens als entscheidenden Nachteil fest, dass nicht aufgelöste Pulks in dem Modell von Roos keine Berücksichtigung finden und definieren vielmehr den Anteil der unaufgelösten Pulks als einen Qualitätsmaßstab zur Bestimmung der erforderlichen Länge eines zweistreifigen Abschnitts.

Dieser Anteil hängt vor allem von der Verkehrsstärke ab. Auch bei den Überholungen in den zweistreifigen Abschnitten stellten sie lediglich eine Abhängigkeit von der Verkehrsstärke, nicht aber beispielsweise vom SV-Anteil oder den Abschnittslängen fest.

3.1.3 Geschwindigkeiten

Zum Thema „Geschwindigkeiten auf 2+1-Querschnitten“ gibt es in der Literatur eine Vielzahl von Aussagen, die im Folgenden zusammengefasst werden. So wurde in mehreren Untersuchungen festgestellt, dass die Messwerte der Reisegeschwindigkeiten auf ummarkierten b2+1-Strecken niedriger liegen als bei einer Vorher-Untersuchung auf b2s-Strecken. Eine Befragung der Verkehrsteilnehmer ergab jedoch eine subjektiv gegenteilige Einschätzung **[Meewes, Meier 1984]**, **[Schaechterle, Linder 1987]**, **[Hiersche, Bickelhaupt 1991]**.

Schaechterle und Linder legten den Schwerpunkt ihrer Untersuchungen auf der B 471 bei Dachau in Bayern auf den Verlauf von realisierten Geschwindigkeiten im Zuge eines b2+1. Dabei stellten sie Änderungen von Geschwindigkeiten im Streckenverlauf fest. Die Differenz zwischen auf einstreifigen und zweistreifigen Abschnitten ermittelten lokalen Geschwindigkeiten wuchs mit zunehmender Verkehrsstärke, da die Geschwindigkeit im einstreifigen Abschnitt mit zunehmender Verkehrsstärke kleiner wurde. Im zweistreifigen Abschnitt blieb die Geschwindigkeit annähernd konstant bzw. nahm infolge zunehmender Verkehrsstärke weniger stark ab. Zu Beginn eines einstreifigen Abschnitts wurde schneller gefahren als am Ende ($v_{1B} > v_{1E}$); dabei wurde die Differenz $v_{1B} - v_{1E}$ mit zunehmender Verkehrsstärke größer. Im zweistreifigen Abschnitt hingegen wurde am Ende schneller gefahren als am Anfang ($v_{2E} > v_{2B}$). Die Differenz $v_{2E} - v_{2B}$ wurde dabei mit zunehmender Verkehrsstärke kleiner. Bei der Betrachtung von Reisegeschwindigkeiten aller Fahrzeuge waren diese auf den zweistreifigen Abschnitten höher als auf den einstreifigen. Dabei waren die Reisegeschwindigkeiten im konkreten Fall der B 471 auf dem in Fahrtrichtung zweiten zweistreifigen Abschnitt höher als auf dem ersten. Bei den einstreifigen Abschnitten waren auf allen Abschnitten ähnliche Reisegeschwindigkeiten zu beobachten **[Schaechterle, Linder 1987]**.

Erste systematische Untersuchungen mit Hilfe der Simulation **[Leutzbach, Brannolte, Schmidt 1990]** brachten gegenteilige Ergebnisse: Je größer die Anzahl der Abschnitte ist, desto geringer sind die lokalen Geschwindigkeiten im Streckenverlauf (d. h. auf den in Fahrtrichtung „hinteren“ Abschnitten wird langsamer gefahren). Verlängert man die einzelnen Abschnitte, nehmen die lokalen Geschwindigkeiten im Verlaufe eines zweistreifigen Abschnitts zu. Damit wurden die Aussagen von **[Schaechterle, Linder 1987]** relativiert, die bei ihrer Betrachtung den Einfluss der Abschnittslängen nicht betrachtet hatten.

[Weber, R., Löhe 2003] konnten in ihrer Untersuchung einen Zusammenhang zwischen gefahrenen Geschwindigkeiten und der Anzahl der Fahrstreifen in Fahrtrichtung nur unter bestimmten Randbedingungen feststellen. Insbesondere in den zweistreifigen Abschnitten nahm das Geschwindigkeitsniveau mit zunehmender Abschnittslänge und zunehmendem SV-Anteil zu. Bei

großzügiger Trassierung und großen Knotenpunktabständen war die Geschwindigkeitszunahme in den zweistreifigen Abschnitten jedoch gering.

Jüngste Erhebungen in Schweden [Bergh, Carlsson 2000] hatten zum Ergebnis, dass die durchschnittlichen lokalen Geschwindigkeiten auf Strecken mit so genannten „cable barriers“ (im Sinne einer baulichen Trennung gespannte Stahlseile, die in Schweden aus Sicherheitsaspekten als Mitteltrennung zwischen den beiden Fahrtrichtungen eingesetzt werden), geringfügig niedriger sind als bei Strecken mit Markierung; und zwar sowohl im einstreifigen als auch im zweistreifigen Abschnitt. Auf der Überholspur im zweistreifigen Abschnitt wurden lokale Geschwindigkeiten bis zu 140 km/h gemessen (in Schweden gilt eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 90 km/h auf Landstraßen).

3.1.4 Ansätze zu Bemessungsverfahren

Wesentliche Kenngrößen zur Beurteilung von Veränderungen in der Verkehrsqualität sind nach [Linder 1988] die lokalen Geschwindigkeiten und die Reisegeschwindigkeiten. Im Vergleich einer b2+1-Strecke mit einer b2-Strecke im Zuge der B 471 blieben die mittleren lokalen Geschwindigkeiten des SV unverändert, die der übrigen Fahrzeuge erfuhren eine Erhöhung um bis zu 8 km/h auf dem b2+1-Abschnitt. Weiterhin stellte [Linder 1988] fest, dass die Standardabweichung der lokalen Geschwindigkeiten aller Fahrzeuge am Ende der Untersuchungsstrecke um bis zu 7 km/h höher war als am Anfang. Er bewertete dies als Indiz für die Abnahme von gegenseitigen Behinderungen.

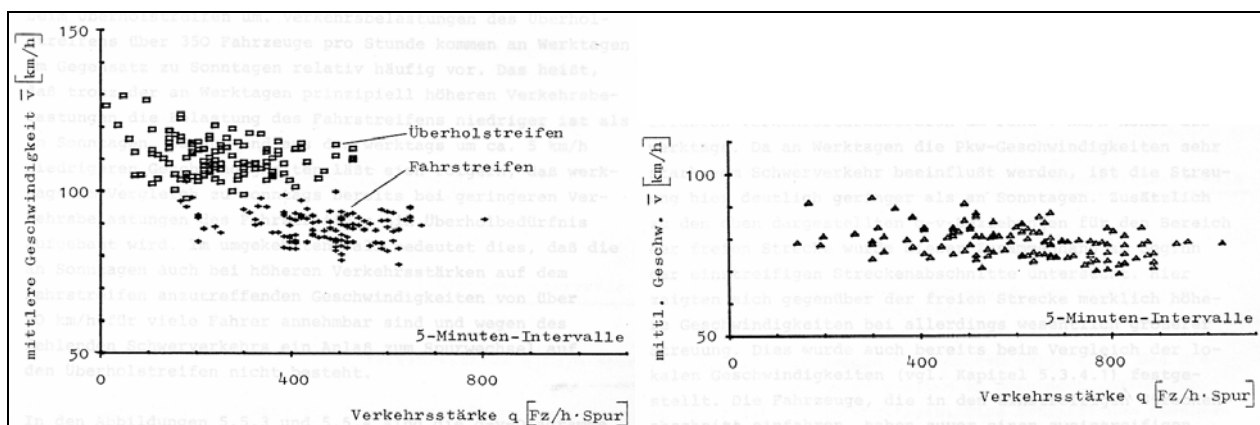


Bild 3-1: q-v-Diagramme für Fahr- und Überholstreifen im zweistreifigen Abschnitt (links), sowie für den einstreifigen Abschnitt (rechts) für die B 471 [Schaechterle, Linder 1987]

Schon [Schaechterle, Linder 1987] gaben für die B 471 fahrtrichtungsbezogene q-v-Diagramme getrennt nach Fahrstreifen und Überholfahrstreifen an, allerdings mit der Geschwindigkeit v als Mittel über alle Fahrzeuge (Bild 3-1). Somit besitzen diese Diagramme verhältnismäßig geringe Aussagekraft im Vergleich zur üblichen Darstellung mit mittleren Pkw-Reisegeschwindigkeiten als Beurteilungskriterium. Erwartungsgemäß sind die mittleren Geschwindigkeiten im zweistreifigen

Abschnitt auf dem Überholfahrstreifen höher als auf dem rechten Fahrstreifen bzw. als im einstreifigen Abschnitt. Mit zunehmenden Verkehrsstärken nehmen die mittleren Geschwindigkeiten ab.

Bei [Leutzbach, Brannolte, Schmidt 1990] finden sich q-v-Diagramme lokaler Simulationswerte, die am Ende eines zweistreifigen Bereichs ermittelt wurden (vgl. Bild 3-2).

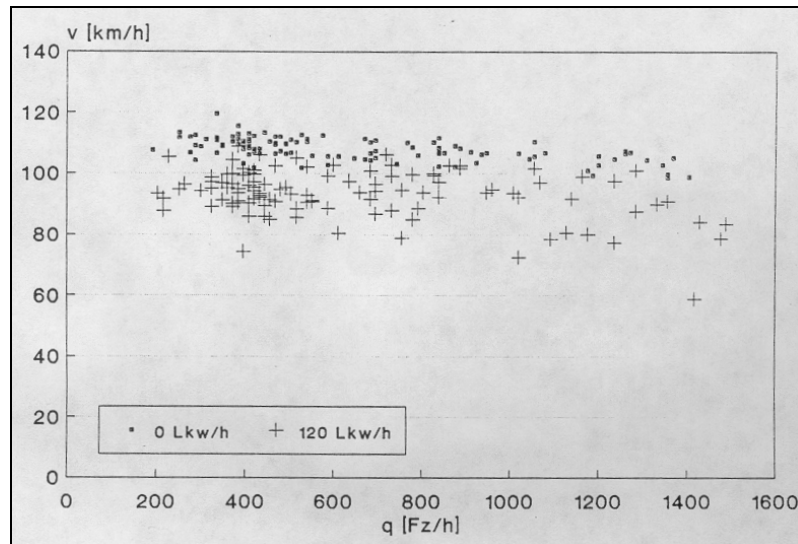
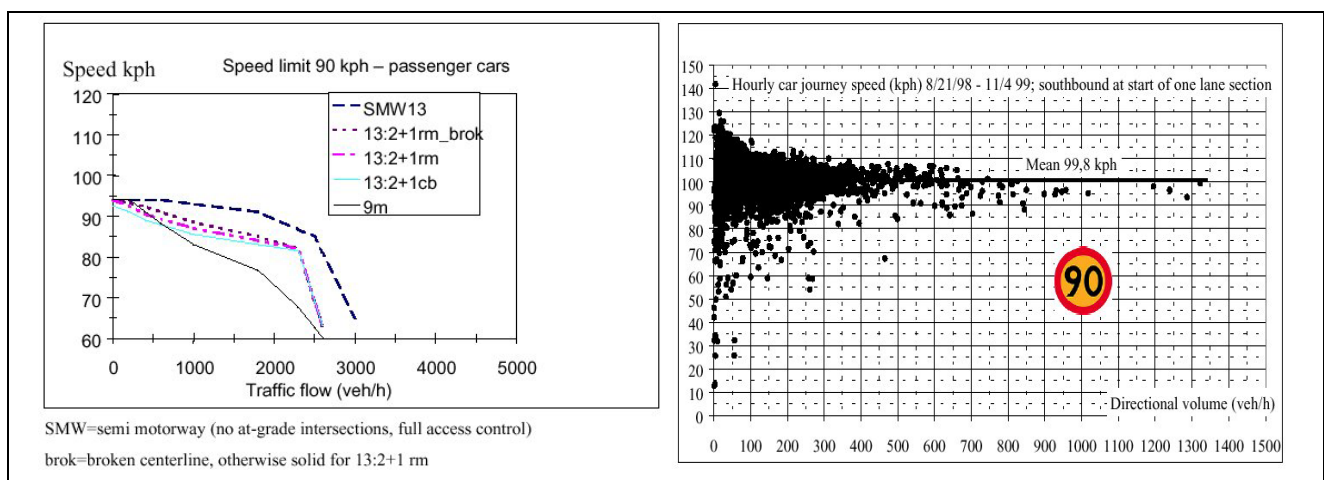


Bild 3-2: q-v-Beziehungen mit Hilfe der mikroskopischen Simulation in Abhängigkeit vom SV-Anteil
[Leutzbach, Brannolte, Schmidt 1990]

Dabei liegen die höchsten zu beobachtenden Verkehrsstärken mit 1500 Fz/(h*Richtung) in einem Bereich, der auf einstreifigen Strecken maximal zu beobachten ist. Als ein Ergebnis der Untersuchung stellte sich heraus, dass auf b2+1-Strecken höhere Reisegeschwindigkeiten beobachtet wurden als auf normalen Landstraßen. Dies ist aber weniger auf die Streckencharakteristik sondern vielmehr auf höhere, empirisch bestimmte und in die Simulation eingebrachte Wunschgeschwindigkeiten zurückzuführen (vgl. Kapitel 6.5.3).



SMW=semi motorway (no at-grade intersections, full access control)
brok=broken centerline, otherwise solid for 13:2+1 rm

Bild 3-3: q-v-Diagramm für unterschiedliche Querschnitte in Schweden – Gesamtquerschnitt (links), Messpunkte in 1-Std-Intervallen zu Beginn eines einstreifigen Abschnitts (rechts) [Bergh, Carlsson 2000]

Beispielhafte q-v-Diagramme für unterschiedliche Fälle (2+1-Markierung [Bezeichnung in Bild 3-3 links: 13:2+1rm] sowie 2+1 mit cable barrier [13:2+1cb] im Vergleich zu normalen Landstraßen-

querschnitten [9m]) haben auch **[Bergh, Carlsson 2000]** für Schweden ermittelt (Verkehrsstärke und mittlere Geschwindigkeiten über beide Fahrtrichtungen). Auffallend im Bild rechts sind hier zum einen die hohen beobachteten Verkehrsstärken von mehr als 1300 Fz/(h*Richtung) sowie die dabei ermittelte mittlere lokale Geschwindigkeit von ca. 100 km/h. Vergleicht man die in Bild 3-3 links angegebenen q-v-Kurven (13:2+1rm gegenüber 9m), so ist zu erkennen, dass nicht so sehr die Erhöhung der Kapazität, sondern vielmehr eine Erhöhung der Reisegeschwindigkeit insbesondere bei höheren Verkehrsstärken Ergebnis der Untersuchungen zur 2+1-Verkehrsführung in Schweden war.

In den RAS-Q wurde der RQ 15,5 in dem nach der Einführung des **[HBS 2001]** nicht mehr gültigen Bemessungsverfahren für Landstraßen mit berücksichtigt. Es existiert lediglich das in Bild 3-4 dargestellte q-v-Diagramm, dem empirische Ergebnisse von Messungen an der B 471 zugrunde liegen **[Brilon, Weiser 1997]**, und das daher nur bei ebenen Strecken oder Strecken mit geringen Steigungen (< 2%) sowie bei geringer Kurvigkeit gültig ist.

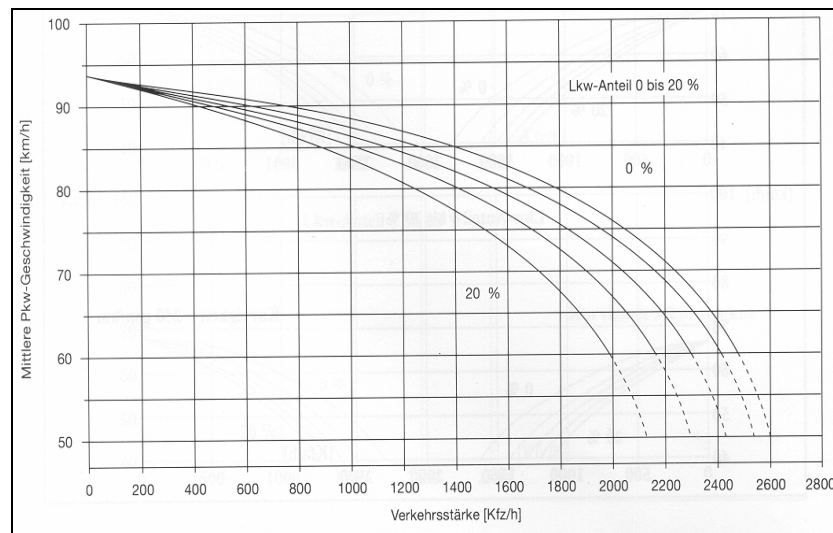


Bild 3-4: q-v-Diagramm für RQ 15,5 [RAS-Q 1996]

Die angegebene Verkehrsstärke bezieht sich dabei, wie bei Landstraßen üblich, auf den Gesamtquerschnitt. Es muss daher als ein Mangel angesehen werden, dass keine fahrtrichtungsbezogenen q-v-Diagramme vorliegen, obwohl der Verkehrsablauf in beiden Fahrtrichtungen jeweils völlig unabhängig von der Gegenrichtung zu beobachten ist.

Bezüglich optimaler Abschnittslängen existieren in den RAS-Q Empfehlungen: zweistreifige Abschnitte sollten zwischen 800 und 2000 m lang sein. Sie sind dabei so bemessen, dass sich Pulk auflösen können. Konkreter werden die RAS-Q bei LKW-Anteilen bis 15%: Für diese Fälle sind Abschnittslängen zwischen 1000 und 1400 m günstig. Wichtiger als verkehrstechnisch begründete Abschnittslängen sind jedoch örtliche Randbedingungen wie Steigungsstrecken und die Lage von Knotenpunkten.

Das in Bild 3-5 dargestellte Diagramm dient der Vorauswahl der Regelquerschnitte nach **[RAS-Q 1996]**. Der RQ 15,5 kann danach bei höheren Verkehrsbelastungen (angegeben ist hier die durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke - DTV) eingesetzt werden als ein RQ 10,5, weil noch bei hohen Verkehrsstärken akzeptable Reisegeschwindigkeiten aufrecht erhalten werden können. Dieses Diagramm ist allerdings nicht so zu verstehen, dass ein RQ 15,5 zur Steigerung der Kapazität beiträgt.

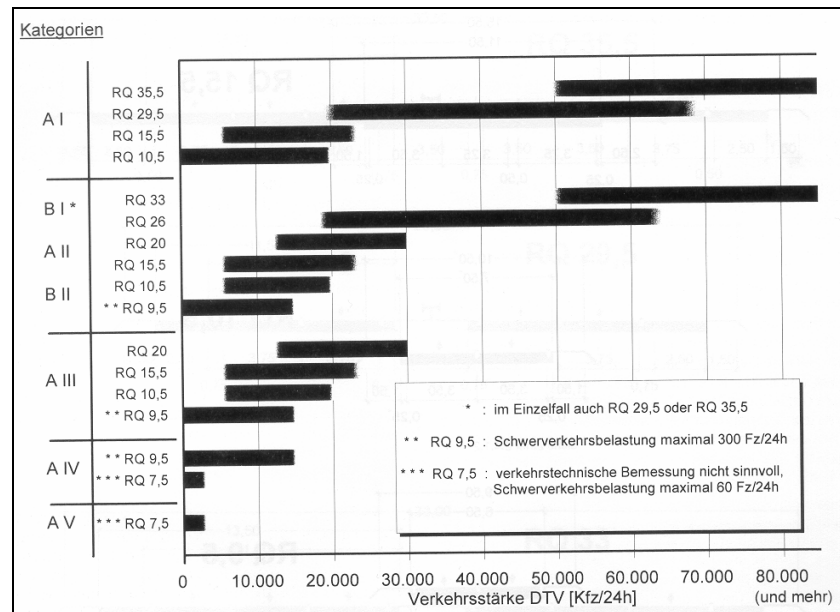


Bild 3-5: Vorauswahl der Regelquerschnitte [RAS-Q 1996]

3.2 Verkehrssicherheit auf Strecken mit 2+1-Verkehrsführung

Analysen zur Verkehrssicherheit des RQ 15,5 sind nicht Gegenstand dieser Arbeit. Dennoch sollen an dieser Stelle kurz einige wesentlichen Punkte diesbezüglich angemerkt werden. Von der Projektgruppe „Zwischenquerschnitte“ **[BAST 1992]** wurde der RQ 15,5 insbesondere wegen seiner günstigen Sicherheitseigenschaften empfohlen. Diese kommen u. a. zum Ausdruck in der Unfallkostenrate UKR, die das fahrleistungsbezogene Risiko des Verkehrsteilnehmers angibt, in einen Unfall verwickelt zu werden und dabei zu verunglücken. Der RQ 15,5 zeichnet sich gegenüber anderen Landstraßenquerschnitten (RQ 10,5, RQ 9,5 und RQ 7,5) durch eine deutlich geringere Unfallkostenrate aus (Bild 3-6). **[Palm, Schmidt 1999]** bestätigten dieses Ergebnis in ihren Untersuchungen. Unfälle mit schwerem Personenschaden ereignen sich danach zwar deutlich weniger als auf anderen zweistreifigen Landstraßenquerschnitten, sind jedoch in ihrer Folge wesentlich schwerer.

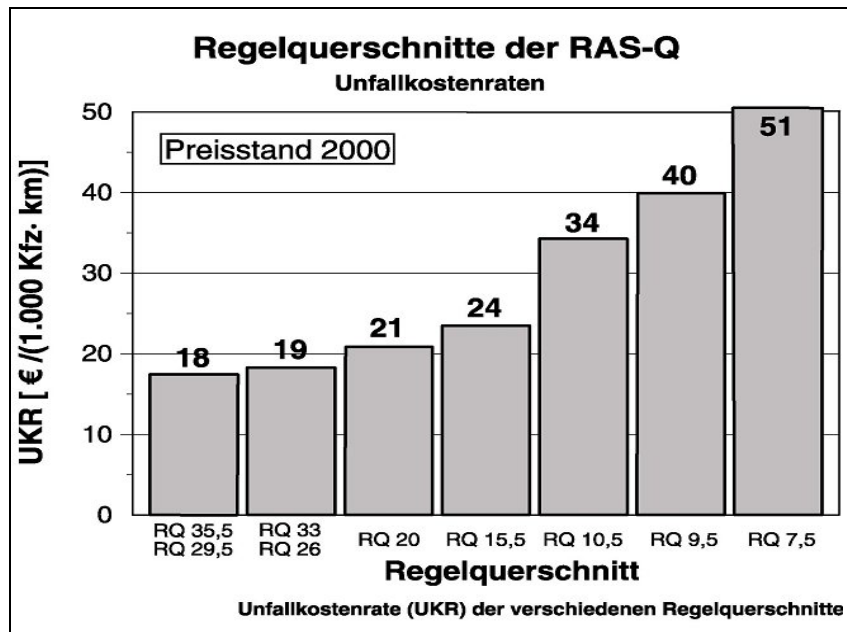


Bild 3-6: Unfallkostenraten der Regelquerschnitte [RAS-Q 1996] – aktualisierte Preisstände

[Weber, R., Löhle 2003] definierten in ihrer Untersuchung auf Strecken mit 2+1-Verkehrsführung, die für landwirtschaftlichen Verkehr freigegeben sind, zwei Typen so genannter 2+1-Unfälle (Typ 1: „Benutzen falscher Fahrbahnteile in den einstreifigen Abschnitten“ und Typ 2: „seitliches Berühren beim Überholen oder Wiedereinscheren in den zweistreifigen Abschnitten“). Dabei entsprechen nahezu 80% der 2+1-Unfälle (ca. 15% des gesamten Unfallkollektivs) dem Typ 2 mit geringen Unfallfolgen. Weniger als 1% aller Unfälle ereignete sich mit entgegenkommenden Fahrzeugen. Aufbauend auf die Untersuchung von [Weber, R., Löhle 2003] erfolgte eine Analyse des Unfallgeschehens auf den bei [Brannolte, Baselau, Dong 2004] ausgewählten Untersuchungsstrecken [Witzenhausen 2004], die die vorangehenden Ergebnisse im Wesentlichen bestätigte. Ein weiterer Schwerpunkt dabei war die Beobachtung des Verkehrsablaufs im Bereich der kritischen Wechsel. Die Auswertung der Videobeobachtung auf zwei hochbelasteten Strecken mit 2+1-Verkehrsführung ließ jedoch keine eindeutigen Rückschlüsse zu. Es deutete sich an, dass entgegen der verbreiteten Meinung auch bei hohen Verkehrsstärken (ca. 1200 Fz/(h*Richtung)) Sperrflächenüberfahrten ein seltenes Ereignis (im Mittel 2%) darstellen und in 90% dieser Fälle ohne Behinderung anderer Verkehrsteilnehmer durchgeführt werden können. Zu ähnlichen Ergebnissen kamen auch [Friedrich, Dammann, Irzik 2005].

Unbestritten eignet sich ein RQ 15,5 nicht nur für den Neubau, sondern aufgrund seines hohen Sicherheitsniveaus vor allem für den Umbau bzw. die Ummarkierung von bestehenden Strecken (vorzugsweise bei überbreiten Fahrbahnen).

3.3 Verkehrsablauf an Knotenpunkten

Ergebnisse von Untersuchungen zum Verkehrsablauf an Knotenpunkten unterschiedlicher Betriebsformen und baulicher Ausbildung finden sich in den jeweiligen Verfahren zur Bestimmung der

Verkehrsqualität der entsprechenden Kapitel des **[HBS 2001]**. Es wird dabei in Anlehnung an die Knotenpunkt-Richtlinien **[RAS-K-1 1993]**, **[RAL-K-2 1991]** bzw. **[AH-RAL-K-2 1993]** unterschieden in planfreie bzw. plangleiche Knotenpunkte; letztere nochmals aufgeteilt bezüglich des Betriebes mit bzw. ohne Lichtsignalanlage.

3.3.1 Plangleiche Knotenpunkte

Die Verfahren zur Bestimmung der Verkehrsqualität an plangleichen Knotenpunkten haben als Entscheidungskriterium für eine bestimmte Qualitätsstufe die mittlere Wartezeit der Verkehrsteilnehmer. Bei vorfahrtgeregelten Knotenpunkten wird nach der Grenzzeitlückentheorie **[Harders 1976]** für jede Knotenpunktzufahrt die Kapazität in Abhängigkeit übergeordneter Verkehrsströme bestimmt. Bei hohen Verkehrsstärken werden die Knotenpunkte in der Regel mit Lichtsignalanlagen (LSA) betrieben, die üblicherweise die Kapazität steigern, weil sie gezielt den Verkehrsablauf in einer Hauptrichtung unterbrechen, um Fahrzeugen der Nebenrichtung mit Mindestfolgeabstand Einfahrt zu gewähren. In Abhängigkeit von der Umlaufzeit, dem Phasensystem und der Knotenpunktgeometrie, die für die Dauer der so genannten Zwischenzeiten verantwortlich ist (vgl. **[RiLSA 1992]**), ist der Abfluss einer Knotenpunktzufahrt in den folgenden Querschnitt (hier den RQ 15,5) begrenzt.

Für die vorliegende Arbeit haben plangleiche Knotenpunkte jedoch praktisch keine weitere Relevanz, da davon ausgegangen wird, dass im Zuge von Strecken mit 2+1-Verkehrsführung plangleiche Knotenpunkte die Ausnahme darstellen. Die Knotenpunkte auf den Neubaustrecken der vergangenen Jahre wurden mit wenigen Ausnahmen LSA-geregelter Knoten planfrei ausgebildet.

3.3.2 Planfreie Knotenpunkte

Der Verkehrsablauf an planfreien Knotenpunkten im Zuge von Richtungsfahrbahnen ist geprägt durch das Auftreten von Konflikten zwischen verschiedenen Fahrzeugströmen in Form von Ausfädelungs-, Verflechtungs- und Einfädelungsvorgängen. Für den Verkehr auf der durchgehenden Richtungsfahrbahn sind die Verflechtungsvorgänge nicht relevant; durch Aus- und Einfädelungsvorgänge können Behinderungen entstehen. Als Kriterium zur Beurteilung der Verkehrsqualität an planfreien Knotenpunkten ist im HBS der Auslastungsgrad festgelegt. Dabei wird eine zu beurteilende Verkehrsstärke in Beziehung gesetzt zur Kapazität des betreffenden Knotenpunktteils (Ausfahrt, Verflechtungsstrecke, Einfahrt).

Planfreie Knotenpunkte werden bei einem RQ 15,5 oft so ausgebildet, dass der Fahrstreifen der zuführenden Rampe in einem unkritischen Wechsel addiert wird (siehe Bild 3-7). Dadurch können theoretisch mehr Fahrzeuge als in Fahrtrichtung vor dem Knotenpunkt den folgenden zweistreifigen Abschnitt befahren. Der den Querschnitt bestimmende Engpass ist in diesem Fall die Fahrstreifenreduktion von zwei auf einen Fahrstreifen am Ende des zweistreifigen Abschnitts. In der Praxis wurden solche Situationen jedoch nicht beobachtet (vgl. Kapitel 7.1 und Kapitel 10.4.4).



Bild 3-7: Übergang der Rampenfahrbahn in den rechten Fahrstreifen

Eine Analyse der möglichen Fahrmanöver an verschiedenen Formen planfreier Knotenpunkte, bei denen der Zufluss aus zwei Fahrstreifen erfolgt, ist in Bild 3-8 dargestellt.

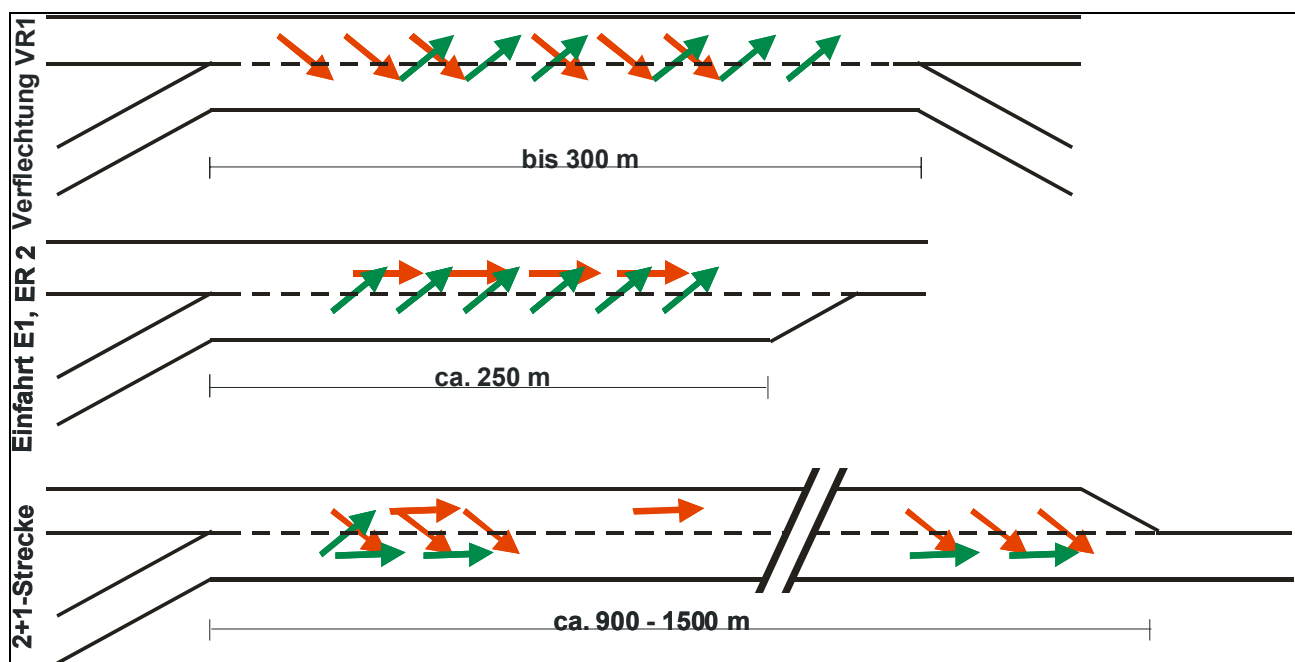


Bild 3-8: Fahrmanöver auf unterschiedlichen Anlagen planfreier Knotenpunkte

Die dabei verwendeten Bezeichnungen VR1, E1 bzw. ER2 bezeichnen unterschiedliche Typen von Anlagen nach **[RAL-K-2 1991]**. Es soll geprüft werden, ob sich die Verkehrsabläufe bekannter Anlagen bzw. deren Bemessungsverfahren auch auf planfreie Knotenpunkte im Zuge von 2+1-Strecken übertragen lassen. Das Bild 3-8 zeigt, dass zum einen die längenmäßige Ausdehnung der Knotenpunktteile VR1, E1, ER2 geringer ist als die bei einer 2+1-Strecke zur Abwicklung der Fahrmanöver zur Verfügung stehende Länge, zum anderen unterscheiden sich die Arten der Fahrmanöver selbst.

Bei einer Verflechtungsstrecke werden nahezu alle Fahrzeuge den Fahrstreifen genau einmal wechseln (entweder von rechts nach links, um später auf die Hauptfahrbahn einzufahren, oder von links nach rechts, um später die durchgehende Hauptfahrbahn endgültig zu verlassen). Durchfahrten auf dem linken Fahrstreifen der Verflechtungsfahrbahn sind selten.

Aus einer Einfahrt kommend werden alle Fahrzeuge versuchen, sich innerhalb der zur Verfügung stehenden Länge in den Verkehr auf der durchgehenden Fahrbahn einzufädeln.

Bei einer 2+1-Strecke kommt es kurz hinter der Fahrstreifenaddition sowohl zu Verflechtungs- als auch zu Einfädelvorgängen. Bei den Verflechtungsvorgängen wechseln Fahrzeuge gemäß dem Rechtsfahrgebot von links nach rechts und von rechts nach links, um zum Überholen auszuscheren. Bei den Einfädelungsvorgängen sind die Fälle des Einfädelns auf den rechten bzw. auf dem linken Fahrstreifen zu unterscheiden. Im erstgenannten Fall müssen sich Fahrzeuge, die aus dem durchgehenden Fahrstreifen der 2+1-Strecke kommen, auf dem rechten Fahrstreifen zwischen Fahrzeugen, die aus der Einfahrt kommen und nicht überholen wollen, einfädeln. Beim Einfädeln auf dem linken Fahrstreifen müssen Fahrzeuge, die aus der Einfahrt kommen und überholen möchten, sich mit Fahrzeugen des durchgehenden Fahrstreifens arrangieren, die selbst einfahrende Fahrzeuge überholen möchten. Schließlich kommt es am Ende der 2+1-Strecke zu Einfädelungsvorgängen aufgrund der Fahrstreifenreduktion von zwei auf einen Fahrstreifen.

Anhand von Bild 3-8 wird somit deutlich, dass diese vergleichsweise komplexen, möglichen Fahrmanöver sich nicht auf ein bereits bekanntes Problem und somit existierendes Verfahren zur Beurteilung der Verkehrsqualität zurückführen lassen.

4 Empirische Erhebungen auf der freien Strecke

Die empirischen Erhebungen haben für die vorliegende Arbeit in zweierlei Hinsicht große Bedeutung. Zum einen ist es nur durch empirische Erhebungen möglich, das reale Fahrverhalten der Verkehrsteilnehmer zu dokumentieren und somit den Verkehrsablauf durch seine ihn charakterisierenden Parameter zu beschreiben. Zum anderen haben die in empirischen Messungen gewonnenen Erkenntnisse wesentliche Bedeutung für eine Simulation des Verkehrsablaufs. Durch Messungen können in der Regel nicht alle Kombinationen von potenziellen Einflussfaktoren auf den Verkehrsablauf erfasst werden, da möglicherweise die entsprechenden Strecken für bestimmte Parameterkombinationen in der Praxis nicht existieren oder der organisatorische und finanzielle Aufwand für eine Vielzahl von Messungen nicht vertretbar wäre. Bei solchen Anlässen kommt immer öfter eine mikroskopische (d. h. fahrzeugfeine) Verkehrsflusssimulation zum Einsatz. Ein Modell bzw. eine Simulation ist dabei nur so gut, wie es an unterschiedlichen Fallbeispielen aus der Realität kalibriert wird. Somit muss bei der Auswahl der Untersuchungsstrecken sehr viel Wert darauf gelegt werden, möglichst verschiedene Strecken in die Untersuchung mit einzubeziehen. Nur bei guter Übereinstimmung beim Vergleich makroskopischer Simulationsergebnisse mit den Messergebnissen realer Strecken kann das Simulationsmodell als hinreichend validiert gelten.

4.1 Auswahl geeigneter Untersuchungsstrecken

Bei der Auswahl der Untersuchungsstrecken waren Strecken zu finden, die sich in ihrer Charakteristik möglichst hinsichtlich ihrer Längsneigung, ihrer Kurvigkeit, der Anzahl der Wechsel von ein- und zweistreifigen Abschnitten, sowie deren Länge unterscheiden. Bezüglich der Verkehrszusammensetzung kommt dem Schwerverkehrsanteil als zu variierendem Parameter eine wesentliche Bedeutung zu. Gleichzeitig sollten die Strecken nach Möglichkeit in Spitzenzeiten hoch belastet sein.

Da das zu entwickelnde Bemessungsverfahren im ersten Bearbeitungsschritt nur für die freie Strecke gelten sollte, wurden zunächst nur Untersuchungsstrecken ausgewählt, die sich außerhalb des Einflusses von Knotenpunkten befinden. Dazu wurde eine Entfernung von ca. 300 m zu vorangehenden bzw. folgenden Knotenpunkten als ausreichender Abstand festgelegt. Als weitere Kriterien sollten die Untersuchungsstrecken für die Ermittlung der Reisegeschwindigkeiten nach Möglichkeit eine Streckenlänge $L > 2$ km besitzen, wobei mindestens ein zwei- und ein einstreifiger Abschnitt (besser je zwei Abschnitte) in direkter Folge ohne Trennung durch einen Knotenpunkt vorhanden sein mussten. Auf den ausgewählten Strecken durften ferner weder Beschränkungen der zulässigen Höchstgeschwindigkeit < 100 km/h vorliegen, noch irgendwelche äußeren Umfeldeinflüsse auf das Geschwindigkeitsverhalten der Verkehrsteilnehmer einwirken. Gleichzeitig sollten auch mögliche regionalspezifische Eigenschaften hinsichtlich der Fahrerpopulation berücksichtigt werden. Außerdem sollten bei der Auswahl der Untersuchungsstrecken sowohl Straßen, die nach Zeichen

331, StVO als Kraftfahrstraße betrieben werden, als auch Strecken, die für den allgemeinen Verkehr frei gegeben sind, berücksichtigt werden.

Neben den verkehrstechnischen Randbedingungen musste zusätzlich aber auch die technische Realisierung der Videobeobachtung gewährleistet sein, d. h. es mussten geeignete Standorte für die Aufstellung der Kameras vorhanden sein.

Auf Basis einer Länderbefragung sowie einer bei der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) vorhandenen Datenbank über in Deutschland bestehende Strecken mit 2+1-Verkehrsführung konnte ein nahezu vollständiger und aktueller Überblick über die in Deutschland unter Verkehr stehenden Strecken mit 2+1-Verkehrsführung gewonnen werden. Im Februar 2001 wurden mehrere mehrtägige Erkundungsfahrten unternommen, deren Ziel es war, eine Vielzahl der 57 unter Verkehr stehenden Strecken (Stand: Oktober 2002) zu besichtigen und zu dokumentieren (vgl. Bild 4-1). Die Dokumentation erfolgte mit einem Fahrzeug, bei dem hinter der Frontscheibe eine Videokamera befestigt war. Während der Befahrung konnten so die Strecken aufgezeichnet werden. Gleichzeitig erfolgte eine verbale Dokumentation wichtiger Streckenmerkmale durch Aufsprechen auf das Videoband. Auf diese Weise wurden insgesamt 45 Strecken erfasst (vgl. Bild 4-1).

Die Videodokumentation half entscheidend bei der Auswahl der Untersuchungsstrecken und bot gleichzeitig auch eine Basis für eine Kategorisierung der vorhandenen Strecken mit 2+1-Verkehrsführung in Deutschland. Eine Auswertung im Hinblick auf die Straßenkategorie der 45 besichtigten Strecken ergab, dass alle Strecken den Straßenkategorien AI bzw. All nach **[RAS-N 1988]** (außerörtliche Straßen mit großräumiger bzw. überregionaler Verbindungsfunktion) zugeordnet werden können. Eine Übersicht über alle erfassten Strecken ist dem Anhang 1 zu entnehmen.

Vordringliches Ziel bei der Anlage von Straßen mit einem RQ 15,5 ist nach Raumordnungs- oder Entwicklungsprogrammen einzelner Bundesländer **[Niedersachsen 1994]**, **[Rheinland-Pfalz 1998]**, **[Baden- Württemberg 2000]**, **[Hessen 2000]**, **[Nordrhein-Westfalen 2002]** in erster Linie die Verkehrssicherheit. So wurde beispielsweise in Niedersachsen oder Brandenburg trotz geringer Prognoseverkehrsstärken der Neubau von Strecken mit einem RQ 15,5 im Zuge von Ortsumgehungen forciert. Gleichzeitig wird aber auch eine bessere Verkehrsqualität erwartet. Ein RQ 15,5 bietet sich unter Beachtung des Sicherheitsnachweises (vgl. auch Bild 3-6) nach **[RAS-Q 1996]** aber oft auch als wirtschaftlich vertretbare Baumaßnahme im bestehenden Straßennetz an.

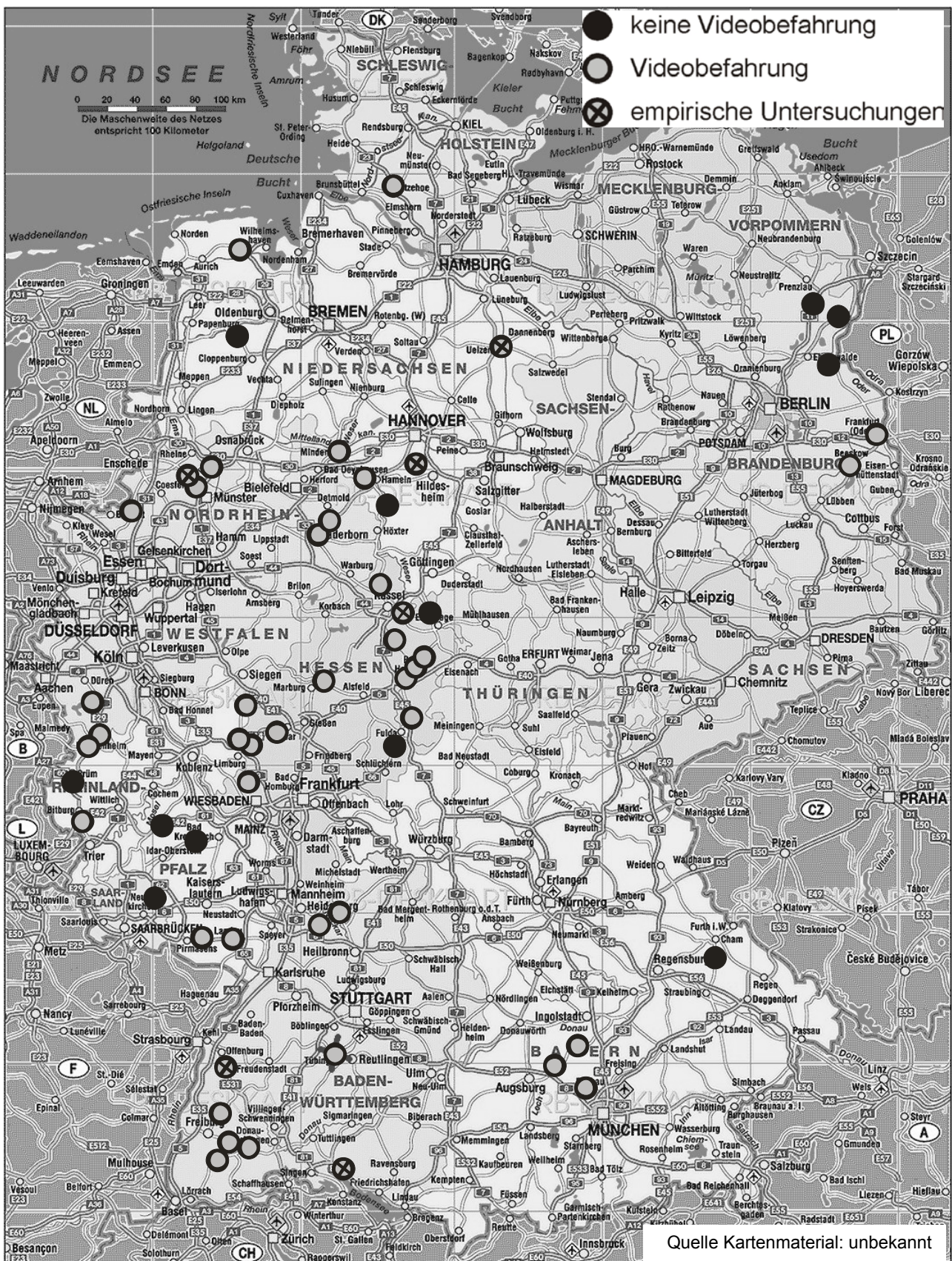


Bild 4-1: Übersicht über die in Deutschland unter Verkehr befindlichen Strecken mit 2+1-Verkehrsführung

4.1.1 Besonderheiten bei Strecken mit 2+1-Verkehrsführung

Bei neu gebauten Strecken wird vorzugsweise die Kombination eines unkritischen Wechsels mit einem planfreien Knotenpunkt gewählt. Dabei geht die Rampe des zufahrenden Verkehrs ohne Beschleunigungsstreifen direkt in den rechten Fahrstreifen über (siehe Bild 3-7). Für die Verkehrsteilnehmer auf dem durchgehenden Fahrstreifen bedeutet dies, dass gemäß dem Rechtsfahrgebot ein Fahrstreifenwechsel erforderlich wird.

Bei ummarkierten Strecken ist neben plangleichen Kreuzungen oder Einmündungen mit und ohne LSA auch eine Kombination mit innenliegenden Linkseinbiegestreifen anzutreffen (beispielsweise auf der B 10 zwischen Hinterweidenthal und Rinnthal oder der B 27 zwischen Neuhoof und Eichenzell). Diese Strecken kamen aufgrund der in der Aufgabenstellung vorgenommenen Eingrenzung des Untersuchungskollektivs (Kapitel 3.3.1) jedoch ebenso wenig in Betracht wie Strecken mit übermäßig hoher Knotenpunktdichte.

Eine Besonderheit stellt der Einsatz eines RQ 15,5 im Zuge der Ortsumgehung Itzehoe dar. Hier verbindet ein ca. 6 km langes Teilstück mit einem Brückenbauwerk über die Stör die beiden nördlich bzw. südlich anschließenden zweibahnig vierstreifigen Abschnitte der Autobahn BAB 23. Dieses Teilstück wird als Kraftfahrstraße mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 100 km/h betrieben.

4.1.2 Festlegung der Untersuchungsstrecken

Auf der Basis aller zusammengetragenen Informationen wurden schließlich die in Tabelle 4-1 dargestellten Untersuchungsstrecken ausgewählt.

Straße	Ort	Bundesland	Betrieb als Kraftfahrstraße?	Reisegeschwindigkeits-Messung am:	Dauer
B 3	Pattensen	Nieders.	nein	22.08.01	10 h
B 4	Uelzen	Nieders.	nein	08./09.10.01	9 h
B 7	Kaufungen	Hessen	ja	17./18.09.01	8 h
B 31n	Stockach	B.-W.	ja	23.07.02	4 h
B 33	Gengenbach	B.-W.	ja	30.07.01	8 h
B 54	Altenberge	NRW	ja	24./25.09.01	10 h

Tabelle 4-1: Übersicht über die Untersuchungsstrecken

Zwei der sechs untersuchten und ausgewerteten Strecken waren für landwirtschaftlichen Verkehr freigegeben. Bei den Untersuchungen wurde die Erfassung unterschiedlicher Parameterkombinationen in den Vordergrund gestellt. Eine Berücksichtigung der neuen Bundesländer konnte nicht erfolgen, da sich zum Zeitpunkt der Streckenauswahl noch keine Strecken mit einem RQ 15,5 unter Verkehr befanden. Mittlerweile unter Verkehr stehende Strecken in Brandenburg weisen mit einer prognostizierten DTV (durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke aller Tage des Jahres) von

6000 Fz/24h eine eher geringe Verkehrsbelastung auf. Insgesamt wurden auf sechs Strecken die Reisegeschwindigkeiten mit einer Gesamtzeit von 49 Stunden erhoben. Alle Messungen konnten ohne witterungsbedingte Einflüsse (Nässe, Einschränkung der Sichtverhältnisse) durchgeführt werden. Fahrbahnzustand sowie Markierung und Beschilderung waren zum jeweiligen Tag der Erhebungen in guten Zustand.

Aus den vom Baulasträger bereitgestellten Planunterlagen zu den ausgewählten Untersuchungsstrecken konnten Höhenplaninformationen entnommen werden. Die Trassierung im Lageplan wurde hingegen nicht untersucht, da nahezu alle 45 dokumentierten Strecken eine zügige Trassierung mit geringer Kurvigkeit (< 75 gon/km) aufweisen. Dieser Parameter konnte in der weiteren Untersuchung nicht berücksichtigt werden, da der Einfluss von engen Radien auf den Verkehrsablauf bei einem RQ 15,5 nicht bestimmbar war.

Die Tabellen 4-2 und 4-3 geben einen Überblick über die wesentlichen Eigenschaften der Untersuchungsstrecken. Übersichtspläne von den Strecken sind im Anhang 2.1 enthalten.

Straße	Streckenlänge	Längsneigung*	Abschnitte	Q_{\max} [Kfz/h]	Mittlerer SV-Anteil
B 3	2730 m	+0,5 %	2	1048***	14 %
B 4	2000 m	+0,8 bis +1 %	2	514***	27 %
B 7	5000 m	-3,8 bis +5 %	4	1108***	20 %
B 31n	9940 m	-4,5 bis +3,4 %	4	635***	16 %
B 33	5150 m/2890 m**	0 bis +0,25 %	4/2**	780***	17 %
B 54	6100 m	-1 bis +2 %	4	1402***	12 %

Tabelle 4-2: Übersicht über die Eigenschaften der Untersuchungsstrecken

* Bei Betrachtung einer festgelegten Hauptbetrachtungsrichtung (vgl. Kapitel 4.3.1)

** Die Erhebung erfolgte mit 3 Kameras, wobei sowohl die gesamte Untersuchungsstrecke, als auch nur ein Teilausschnitt untersucht wurde

*** Größte beobachtete Verkehrsstärke pro Fahrtrichtung, ermittelt auf der Basis von 5-min-Intervallen

Straße	Abfolge der Abschnitte° (vgl. Bild 6-9 ff.)	Besonderheiten
B 3	1-str. / 2-str.	Erhebung während der Weizenernte
B 4	2-str. / 1-str.	Erhebung während der Zuckerkampagne
B 7	2-str. / 1-str. / 2-str. / 1-str.	-
B 31n	2-str. / 1-str. / 2-str. / 1-str.	$v_{\text{zul}} = 120$ km/h
B 33	2-str. / 1-str. / 2-str. / 1-str.	-
B 54	2-str. / 1-str. / 2-str. / 1-str.	besondere Vorlaufstrecke°°

Tabelle 4-3: Ausbildung der Untersuchungsstrecken

° Bei Betrachtung einer festgelegten Hauptbetrachtungsrichtung (vgl. Kapitel 4.3.1)

°° Bei der ca. 10 km langen im Vorlauf liegenden Anschlussstrecke der B 54 handelt es sich um eine zweibahnige Strecke mit baulicher Mitteltrennung in Form einer Betonschutzwand. Dabei wechseln ca. alle 1500 m zweistreifige und vierstreifige Teilstrecken ab, so dass der Verkehrsablauf richtungsbezogen dem auf einem RQ 15,5 nahe kommt. In den vierstreifigen Teilstrecken galt allerdings zum Zeitpunkt der Besichtigung eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 120 km/h. Diese Form des Querschnitts ist dadurch entstanden, dass eine vollständige Verbreiterung der Strecke von zwei auf vier Fahrstreifen aufgrund bestehender Brückenwiderlager nicht möglich war.

Wie die Analyse von Überholungen (Kapitel 5.6) zeigen wird, ist auch die Kenntnis darüber wichtig, wie die Querschnitte der Strecken, zwischen denen sich die Untersuchungsstrecke befindet, ausgebildet sind. In Tabelle 4-4 sind dazu für die Hauptbetrachtungsrichtung die entsprechenden Querschnitte angegeben. Sofern diese aus den Planunterlagen nicht ermittelbar waren, wird ein den örtlichen Verhältnissen nahe kommender Regelquerschnitt nach **[RAS-Q 1996]** angegeben. Ebenfalls angegeben ist eine Beschreibung der Örtlichkeiten im näheren Vorfeld der jeweiligen Hauptbetrachtungsrichtung.

Straße	Anschlussquerschnitt vorne	Örtlichkeit vor der Untersuchungsstrecke	Anschlussquerschnitt hinten
B 3	RQ 10,5	Plangleiche Einmündung	RQ 15,5
B 4	RQ 15,5	Planfreie Kreuzung	RQ 10,5
B 7	RQ 15,5	Plangleiche Einmündung mit LSA	RQ 20
B 31n	RQ 10,5	Planfreie Kreuzung	RQ 26
B 33	RQ 10,5	Planfreie Kreuzung	RQ 10,5
B 54	RQ 20	Planfreie Kreuzung	RQ 10,5

Tabelle 4-4: Anschlussquerschnitte an die Untersuchungsstrecken

4.2 Erhebungskonzept

Hauptaugenmerk wurde bei den Erhebungen auf die Ermittlung von Reisegeschwindigkeiten gelegt. Dazu wurden die eingesetzten Videokameras vorrangig so aufgestellt, dass eine Auswertung der Videobilder hinsichtlich dieser Variable problemlos durchführbar war.

Dieselben Videobilder sollten aber auch dazu genutzt werden, lokale Geschwindigkeiten zu bestimmen. Beide Messkonzepte werden in den folgenden Kapiteln genauer erläutert. Die Videotechnik wurde aus dem Grund gewählt, da hierbei Erhebung und Auswertung voneinander entkoppelt sind. Bei einer geschickten Wahl des Standortes der Kamera bietet die nachgeschaltete Auswertung (manuell sowie halbautomatisch) eine Vielzahl von Möglichkeiten ohne zusätzlichen Erhebungsaufwand.

Ergänzt wurde der Einsatz von Videosystemen um eine weitere Erhebungstechnik. Durch einen während der Fahrt über die Untersuchungsstrecke im Fahrzeug installierten GPS-Sender war es möglich, Geschwindigkeitsprofile zufällig ausgewählter Fahrzeuge aufzuzeichnen (siehe dazu Kapitel 4.3.2). Diese Technik sollte Aufschlüsse über das Geschwindigkeitsverhalten innerhalb der ein- und zweistreifigen Abschnitte liefern.

Das gewählte Erhebungsdesign war vornehmlich auf das Bestimmen von Kenngrößen, die mit der Gesamtstrecke in Verbindung zu sehen sind, abgestellt. Punktuelle Erhebungen vervollständigten das Gesamtkonzept. Insgesamt war es mit diesem Messaufbau nicht möglich, beispielsweise die Fahrstreifenaufteilung über ganze zweistreifige Abschnitte hinweg nachzuvollziehen.

4.3 Erhebung von Reisegeschwindigkeiten

Reisegeschwindigkeitserhebungen wurden auf zwei verschiedene Arten durchgeführt. Während die ortsfeste Erhebung ausschließlich der Gewinnung von q - v -Beziehungen diente, sollte die mobile Ermittlung Aufschluss über das Geschwindigkeitsverhalten über die Strecke geben.

4.3.1 Ortsfeste Erhebung

Bei den Messungen der Reisegeschwindigkeiten kamen in der Regel zwei ortsfeste Kameras zum Einsatz, die zur Ermittlung von Reisezeiten, aus denen die Reisegeschwindigkeiten berechnet werden, prinzipiell ausreichend erscheinen, da die Erhebung fahrtrichtungsbezogen vorgenommen wurde. Vor Beginn der Erhebungen wurde eine so genannte Hauptbetrachtungsrichtung festgelegt, in der zu bestimmten Zeiten mit dem stärkeren Verkehrsaufkommen gerechnet wurde. Diese Hauptrichtung wurde dann in der Auswertung berücksichtigt. Eine Berücksichtigung auch der Gegenrichtung hätte zwar zusätzliche Ergebnisse geliefert, jedoch den Aufwand für die Auswertung bei einem geringem Mehrwert an Informationen insgesamt verdoppelt.

Bei der B 33 kamen drei Kameras zum Einsatz, da hier sowohl die gesamte Untersuchungsstrecke mit vier Abschnitten (zwei zwei- und zwei einstreifige), als auch eine Teilstrecke mit nur einem zwei- und einem einstreifigen Abschnitt untersucht wurde. Dies geschah vor dem Hintergrund der Frage, ob sich die Verteilungen von Reisegeschwindigkeiten auf einer Teilstrecke signifikant anders verhalten als auf der gesamten Untersuchungsstrecke.

Die Kameras wurden so aufgestellt, dass eine einwandfreie Identifikation des vorbeifahrenden Fahrzeugs (Fahrzeugart, -typ, -marke, -farbe; wenn möglich auch das Kennzeichen) möglich war. Die zum Einsatz gekommenen Kameras (SANTEC VTC 640PN) waren mit den Videorekordern (SANYO TLC 224) verbunden, die die internen Zeitsignale auf dem Videoband speichern konnten. Über eine Funkuhr wurden diese Zeitsignale vor Beginn jeder Messung synchronisiert, um für die spätere Auswertung auf eine identische Zeit zurückgreifen zu können. Das Anbringen der Kameras erfolgte in der Regel an im Seitenraum vorhandenen Wegweisern (siehe Bild 4-2). Waren Brücken

vorhanden, wurden auch diese als Kamerastandort ausgewählt, jedoch erschwerte dieser Standort die Identifikation der Fahrzeuge hinsichtlich der Kennzeichenerkennung.



Bild 4-2: Montage der Videokameras

Für die Auswertung wurde innerhalb des Videobildes jeweils ein Messquerschnitt definiert, an denen die Ein- und Ausfahrzeiten ermittelt wurden. Die definierten Messquerschnitte waren in der Regel deckungsgleich mit dem Beginn bzw. Ende einer Sperrfläche (vgl. Prinzipskizze in Bild 5-3).

4.3.2 Mobile Erhebung

Im Rahmen von Voruntersuchungen kamen zunächst zwei verschiedene Systeme zum Einsatz, um Fahrzeug-Nachfahrten aufzunehmen. Diese standen testweise zur Verfügung. Es handelte sich dabei neben einem GPS-System um einen opto-elektronischen Sensor der Firma CORRE-VIT®; beide Systeme jeweils mit 12V-Anschluss für den Betrieb im Fahrzeug. [Listl 2003] hat nachgewiesen, dass beide Systeme mit einer hohen Übereinstimmung zu ähnlichen Ergebnissen kommen (Messabweichungen der beiden Systeme $\Delta v_{\text{Mittel}} = 0,63 \text{ km/h}$ auf Landstraßen). Aus Kostengründen wurde daher für die weiteren Untersuchungen das GPS-System eingesetzt.

Die grundsätzliche Funktionsweise eines GPS-Empfängers kann der einschlägigen Fachliteratur entnommen [z. B. Bauer, Wanninger 2003] werden. Der eingesetzte Personal Navigator GPS12 der Firma GARMIN verfügt über eine Genauigkeit in der Positionsbestimmung von 10-15 m. Für konstante Geschwindigkeiten liegt die Ungenauigkeit bei der Bestimmung der momentanen Geschwindigkeit bei $\pm 0,5 \text{ km/h}$ (jeweils Herstellerangaben). In mehreren Testfahrten auf der B 33 (L = 5150 m) lagen die prozentualen Abweichungen der vom GPS-System ermittelten Streckenlängen und die letztlich ermittelten Reisegeschwindigkeiten bei maximal 2%. Das System arbeitet in 1-Sekunden-Schritten; d. h. zu jeder Sekunde werden die relevanten Daten bestimmt bzw. berechnet und gespeichert.

Unabhängig von der eingesetzten Technik wird die jeweilige Geschwindigkeitsganglinie des eigenen Fahrzeugs aufgezeichnet, die leicht in ein Geschwindigkeitsprofil zu überführen ist, da über die aktuelle Position des Fahrzeugs auch der zurückgelegte Weg berechnet werden kann. Bei der Erfassung des Geschwindigkeitsprofils eines zufällig ausgewählten vorausfahrenden Fahrzeugs, ist darauf zu achten, dass der Abstand zwischen dem eigenen und dem vorausfahrenden Fahrzeug nach Möglichkeit immer exakt derselbe bleibt. Bei einer Geschwindigkeit von ca. 100 km/h und einem einzuhaltenden Sicherheitsabstand können durchaus Abweichungen von bis zu ± 10 m auftreten. Dies hängt sehr stark von der Schulung, dem Beurteilungs- und Reaktionsvermögen des Fahrers in bestimmten Verkehrssituationen sowie dem Beschleunigungsvermögen des eingesetzten Fahrzeugs ab. Auf diese Weise wurden pro Untersuchungsstrecke 20 Fahrten realisiert, die wichtige Aspekte für die anstehende Simulation des Verkehrsablaufs lieferten.

4.4 Erhebung lokaler Geschwindigkeiten

Neben der Ermittlung von Reisegeschwindigkeiten wurden an ausgewählten Querschnitten auch lokale Geschwindigkeitsmessungen durchgeführt. Im Vordergrund stand hierbei die Gewinnung verkehrstechnischer Parameter, die bei der Simulation von Bedeutung sind. So stellt beispielsweise die Verteilung so genannter Wunschgeschwindigkeiten für Pkw und Fahrzeuge des Schwerverkehrs eine wichtige Eingangsgröße bei der Simulation dar. Außerdem können an lokalen Querschnitten Zeitlückenverteilungen für die Fahrzeugströme ermittelt werden, die das Abstandsverhalten der Fahrzeuge charakterisieren.

Grundsätzlich wurden für die Ermittlung der lokalen Geschwindigkeiten dieselben Videobilder wie zur Ermittlung der Reisegeschwindigkeiten verwendet. In diesem Fall erwies es sich als auswertetechnischer Vorteil, wenn die Aufzeichnung von einem möglichst hohen, direkt über der Fahrbahn befindlichen Standpunkt aus stattfand. Hier konnte zumeist eine vollautomatische Auswertung mit der Software „ViVaTraffic2“ erfolgen. Die Funktionsweise von ViVaTraffic2 kann beispielsweise bei **[Topp, Horstmann, Hupfer 1993]** nachgelesen werden. Da im Rahmen der Untersuchung aber die Ermittlung der Reisegeschwindigkeiten im Vordergrund stand und somit meist ein tiefer liegender Kamerastandort bevorzugt wurde (vgl. Kapitel 4.3.1), lag für die automatische Auswertung der lokalen Geschwindigkeiten nur an wenigen Standorten brauchbares Videobildmaterial vor. Lediglich in drei Fällen (zweimal auf der B 33 sowie auf der B 54) wurde die Kamera an einer Brücke direkt über der Fahrbahn positioniert. Bei dieser Konstellation sowie mit Hilfe einiger zusätzlicher Markierungspunkte im unmittelbaren Umfeld der Fahrbahn war es möglich, die Software vollautomatisch die Verkehrsstärken, lokale Geschwindigkeiten sowie Zeitlücken ermitteln zu lassen.

Bei allen anderen Kamerastandpunkten erfolgte die Aufnahme schräg von der Seite, so dass ViVaTraffic2 keine ausreichend genauen Ergebnisse bezogen auf die Geschwindigkeiten und insbesondere die Bestimmung der Fahrzeuglängen, die zur Unterscheidung zwischen Pkw und Lkw herangezogen wurde, lieferte. Zur Ermittlung lokaler Geschwindigkeiten wurde daher in diesen

Fällen eine manuelle, quasi-lokale Messung durchgeführt. Für die Anwendung dieser Methodik waren alle vorhandenen Videoaufzeichnungen ausreichend. Innerhalb des aufgezeichneten Bildausschnittes wurden zwei vor Ort exakt vermessene Strecken markiert, die bei der Auswertung auf dem Bildschirm als Messquerschnitte definiert wurden. Über die bekannte Entfernung zwischen diesen Querschnitten konnte mittels der eingeblendeten mitlaufenden Zeit bzw. einer Stoppuhr und der aus der Überfahrt resultierenden Durchfahrzeit die Geschwindigkeit berechnet werden. Auf eine vollständige Erfassung der Geschwindigkeiten aller Fahrzeuge wurde aus Gründen des Aufwands verzichtet; stattdessen wurden lediglich die frei fahrenden Fahrzeuge berücksichtigt (siehe Kapitel 5.4).

5 Ergebnisse der Messungen

5.1 Umrechnung von 5-Minuten-Zählungen auf Stundenwerte

Das Messintervall hat für die Aussagekraft des Datenmaterials eine große Bedeutung. Nach **[Keller, Sachse 1995, S.474]** „ergibt sich .. die Empfehlung, dass mit einem Bezugsintervall von 5 Minuten hinreichend gesicherte Aussagen über die Leistungsfähigkeit (Anmerkung: gemeint ist die Kapazität) gemacht werden können“. Einen pauschalen Umrechnungsfaktor für unterschiedliche Bezugsintervalle, der Instationaritäten des Verkehrsablaufs berücksichtigt, geben die Autoren in ihrer Untersuchung nicht an. Aus ihren empirischen Untersuchungen leiten sie aber einen Faktor zur Bestimmung der Kapazität ab. Die Untersuchung zeigt ferner, dass ein auf Basis von 5-Minuten-Intervallen erstelltes Fundamentaldiagramm im Bereich des freien und teilgebundenen Verkehrs ein für stationäre Zustände gültiges Fundamentaldiagramm am besten repräsentiert.

Im Rahmen des der vorliegenden Arbeit zugrunde liegenden Forschungsprojektes wurde der empirisch bestimmte Faktor 0,84 (Formel 5-1) in Abstimmung mit dem Auftraggeber zur Umrechnung von Verkehrsstärken auch unterhalb der Kapazität angewandt.

$$\text{Dabei gilt: } q_{60} = 0,84 \times q_5 \times 12 \quad (\text{Formel 5-1})$$

- q_{60} : Verkehrsstärke des berechneten 60-Minuten-Intervalls
 q_5 : Verkehrsstärke eines ermittelten 5-Minuten-Intervalls
 0,84: Instationaritätsfaktor zur Umrechnung von 5-Minuten- auf Stundenintervalle

Diese Vorgehensweise soll jedoch nicht unkommentiert bleiben, da es in der Fachwelt Zweifel daran gibt, ob die Anwendung des Faktors auch bei geringen und mittleren Verkehrsstärken zulässig ist. Die folgende Abbildung stellt die Basis für die Herleitung des Faktors 0,84 aus der Untersuchung von **[Keller, Sachse 1995]** dar.

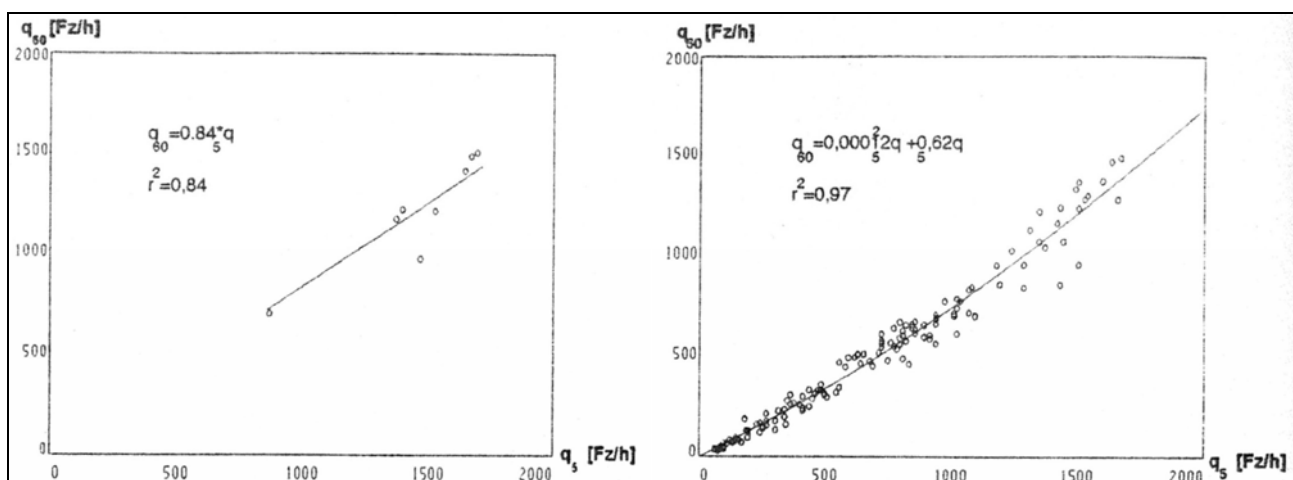


Bild 5-1: Gegenüberstellung der entsprechenden Verkehrsstärken bei Verwendung von 5-Minuten- und 60-Minuten-Intervallen [Keller, Sachse, 1995]

Im linken Diagramm sind dabei die maximal aufgetretenen Verkehrsstärken innerhalb von 24 Stunden jeweils eines der acht Messtage auf einer Untersuchungsstrecke dargestellt. Auf der Ordinate ist dabei die Verkehrsstärke des am stärksten belasteten 60-Minuten-Intervalls jeden Tages abgebildet. Auf der Abszisse ist die Verkehrsstärke des innerhalb des entsprechenden 60-Minuten-Intervalls am stärksten belasteten 5-Minuten-Intervalls (hochgerechnet auf Stundenwerte) angegeben. Dieser Zusammenhang lässt sich durch die in der Abbildung angegebenen Gerade mit der Steigung 0,84 abbilden. Beim rechten Diagramm sind nicht nur die am stärksten belasteten Stundenintervalle, sondern alle 60-Minuten-Intervalle der acht Messtage sowie deren zugehörigen maximalen 5-Minuten-Intervalle dargestellt. Auch dieser Zusammenhang weicht unter Zugrundelegung einer linearen Regression nicht wesentlich von einer Geraden mit der Steigung 0,84 ab [Keller, Sachse 1995].

Dies legt die Vermutung nahe, dass auch bei geringen Verkehrsstärken mit 5-Minuten-Zählungen die Verkehrsstärken bezogen auf eine Stunde systematisch überschätzt werden. Jedoch ist es genau die Festlegung, dass ein 60-Minuten-Intervall durch das am stärksten belastete 5-Minuten-Intervall repräsentiert wird, die zu dieser Überschätzung der Verkehrsstärke führt. Am Beispiel der im Rahmen der vorliegenden Arbeit untersuchten Strecke der B 7 kann gezeigt werden, welcher Streuung die 5-Minuten-Intervalle (q_5) innerhalb eines 60-Minuten-Intervalls (q_{60}) unterliegen (Bild 5-2).

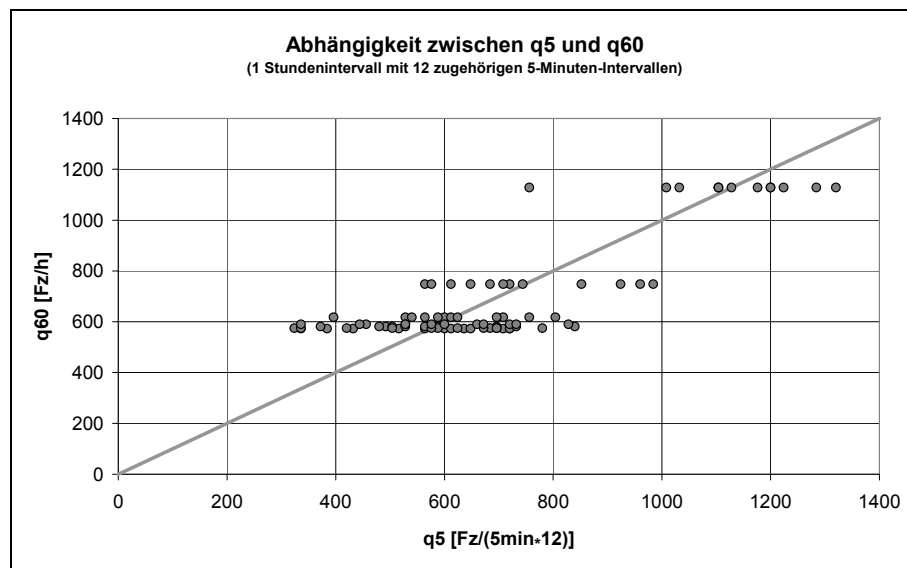


Bild 5-2: Gegenüberstellung der entsprechenden Verkehrsstärken bei Verwendung von 5-Minuten- und 60-Minuten-Intervallen am Beispiel der B 7 bei Kaufungen

Für die knapp acht Stunden dauernde Messung konnten sieben volle Stundenintervalle festgelegt werden. Diese sieben Intervalle wurden in jeweils zwölf 5-Minuten-Intervalle unterteilt. Deren Verkehrsstärken (wiederum hochgerechnet auf Stundenwerte) sind bezogen auf das jeweils dazu gehörige Stundenintervall in Bild 5-2 dargestellt. Bei allen Punkten, die sich links der im Diagramm winkelhalbierenden Linie befinden, wird mit einem 5-Minuten-Intervall das zugehörige 60-Minuten-

Intervall unterschätzt. Punkte, die rechts dieser Linie liegen, überschätzen das 60-Minuten-Intervall. Die Festlegung bei **[Keller, Sachse 1995]**, die maximalen 5-Minuten-Intervalle zu verwenden, geschah vor dem Hintergrund, die Kapazität einer Anlage auf Basis kurzer Bezugsintervalle hinreichend genau schätzen können. Diese Vorgehensweise legt jedoch nicht den Schluss nahe, dass diese Schätzung beispielsweise auch bei geringen Verkehrsstärken zulässig ist. Bild 5-2 belegt, dass eine eindeutige Zuordnung eines 5-Minuten-Intervalls zu dem dazugehörigen 60-Minuten-Intervall nicht möglich ist. Somit kann abschließend auch nicht geklärt werden, welches 5-Minuten-Intervall repräsentativ ist. Mit der Verwendung der Formel 5-1 würde jedoch unterstellt, dass jedes 5-Minuten-Intervall den Bereich der maximalen Verkehrsstärke beschreibt. Dies ist unlogisch, da bekanntermaßen bei einer Landstraße die Kapazität einer Richtung wesentlich größer als z. B. $300 \text{ Fz}/(\text{h} \cdot \text{Richtung})$ ist.

Als praktische Konsequenz für das q-v-Diagramm bedeutet eine Abminderung der Verkehrsstärke durch Formel 5-1 im Bereich des freien Verkehrs eine geringfügige Erhöhung der erreichbaren Reisegeschwindigkeiten. Ferner ist die Festlegung einer Grenze, ab der hohe Verkehrsstärken mit Hilfe der Formel 5-1 aus 5-Minuten-Intervallen hochgerechnet werden, nicht möglich.

In der vorliegenden Arbeit werden – bei der Verwendung von Daten aus dem Forschungsprojekt – jedoch weiterhin alle empirisch bestimmten Werte in Intervalllängen von fünf Minuten nach Formel 5-1 zusammengefasst. Dies geschieht vor allem aus drei Gründen: Zum einen ist damit die Vergleichbarkeit zu vorangehenden Arbeiten **[Brannolte, Baselau, Dong 2004]** gewährleistet, zum anderen wirkt sich ein möglicher Fehler bei geringen und mittleren Verkehrsstärken nicht gravierend auf die weitere Vorgehensweise aus. Ferner hätte eine Nichtberücksichtigung der Formel 5-1 für die aus dem Forschungsbericht übernommenen Daten eine vollständige Neubearbeitung aller Daten bedeutet, die vom Aufwand in keinem vernünftigen Verhältnis zur der dadurch entstandenen Bereinigung der Ungenauigkeit gestanden hätte.

5.2 Reisegeschwindigkeiten

Für die Aggregation der Einzelwerte musste zunächst festgelegt werden, ob der Ein- oder Ausfahrquerschnitt der Untersuchungsstrecke bei der Bestimmung der Verkehrsstärke zugrunde gelegt wird. Die prinzipielle Lage der beiden Messquerschnitte ist Bild 5-3 zu entnehmen.

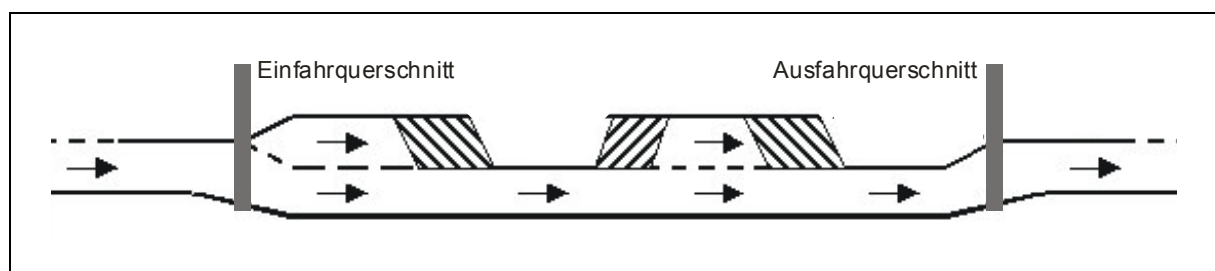


Bild 5-3: Definition des Ein- und Ausfahrquerschnitts

Bild 5-4 zeigt exemplarisch für die B 33 eine Gegenüberstellung aggregierter Messpunkte. Jeder Punkt steht dabei für ein 5-Minuten-Intervall. Die Ermittlung der Verkehrsstärken am Ein- und am Ausfahrquerschnitt erfolgte in Intervallen konstanter Länge (fünf Minuten Dauer). Es ist zu erkennen, dass die Verkehrsstärke innerhalb der einzelnen betrachteten Intervalle am Ausfahrquerschnitt sehr ähnlich denen am Einfahrquerschnitt ist (Pearson-Koeffizient $r = 0,99$).

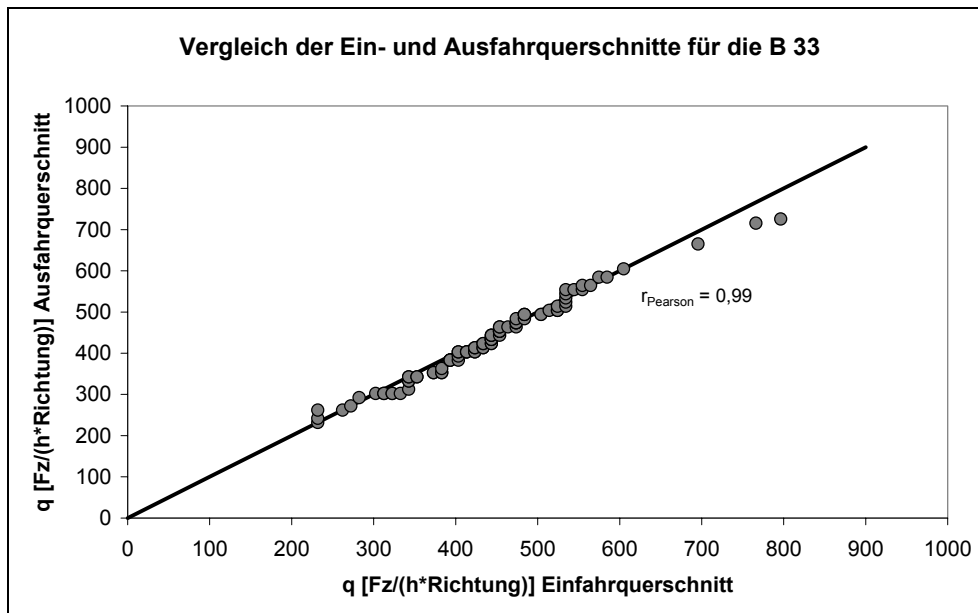


Bild 5-4: B 33 Gengenbach – Vergleich des Ein- und Ausfahrquerschnitts

Vielmehr durchmischen sich die Fahrzeuge beim Durchfahren der Untersuchungsstrecke aufgrund von Überholungen. Ein Lkw, der beispielsweise gegen Ende eines Zeitintervalls kurz vor einem Pkw den Einfahrquerschnitt passiert, wird aufgrund seiner längeren Fahrzeit am Ausfahrquerschnitt möglicherweise nicht mehr im selben Zeitintervall wie der Pkw erfasst. In der Summe aller Fahrzeuge ist die Anzahl der Fahrzeuge am Ein- und Ausfahrquerschnitt identisch, innerhalb der Zeitintervalle jedoch kann es zu leichten Verschiebungen bei den Zugehörigkeiten kommen. Für die weitere Vorgehensweise wird festgelegt, die Anzahl der Fahrzeuge am Einfahrquerschnitt zu ermitteln, da es bei Fragestellungen aus dem Bereich der Dimensionierung in erster Linie von Interesse ist, wie sich eine am Einfahrquerschnitt vorgegebene Verkehrsstärke auf dem zu beurteilenden Streckenabschnitt verteilt.

5.2.1 q-v-Diagramme

Im Folgenden sind die Ergebnisse der Reisegeschwindigkeitsmessungen für alle Untersuchungsstrecken dargestellt. In den q-v-Diagrammen (Bilder 5-5 bis 5-10) ist auf der horizontalen Achse die Verkehrsstärke q in Fahrtrichtung in $[Fz/(h \cdot Richtung)]$, sowie auf der vertikalen Achse die mittlere Reisegeschwindigkeit der Pkw $\overline{v_{R,Pkw}}$ in $[km/h]$ abzulesen. Angaben zur Längsneigung und zum Schwerverkehr-Anteil sind der Titelzeile eines jeden Diagramms zu entnehmen.

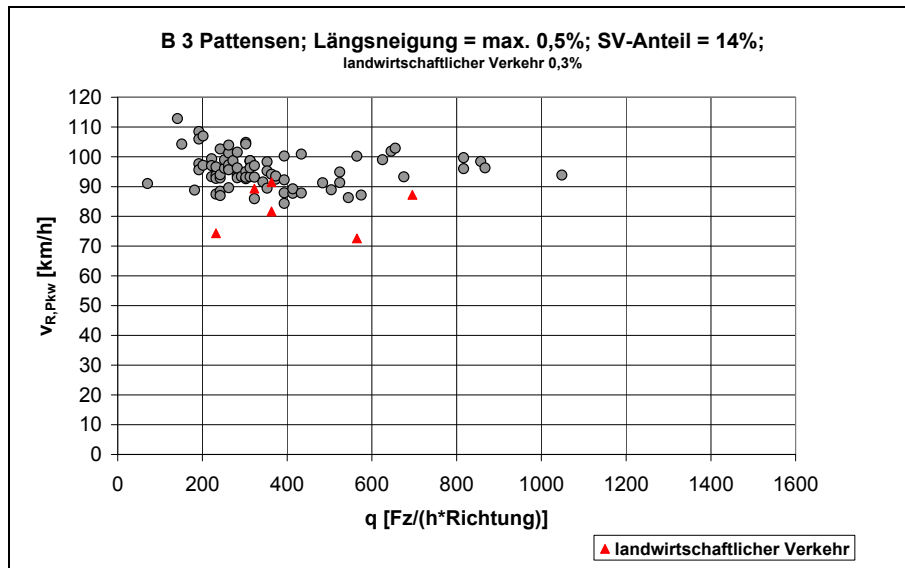


Bild 5-5: q-v-Diagramm (Reisegeschwindigkeiten) für die B 3 bei Pattensen

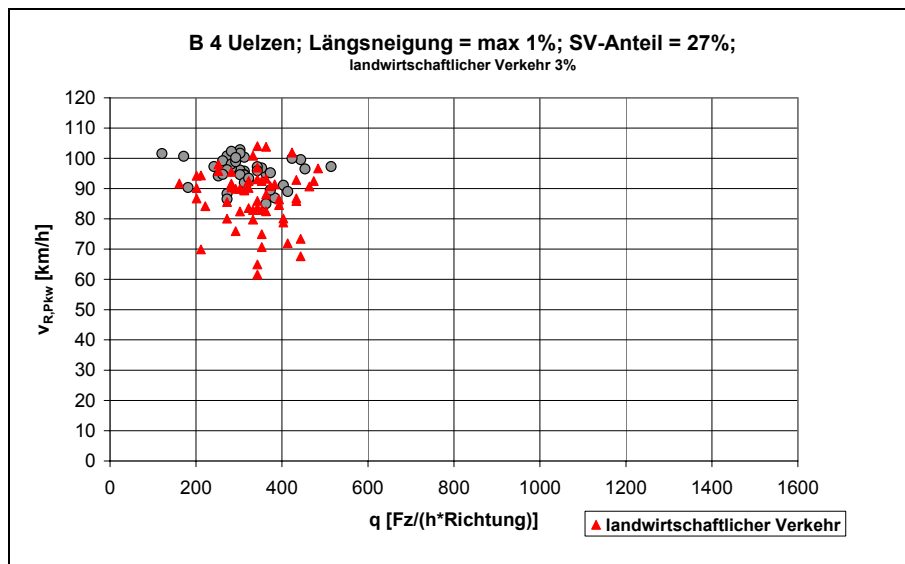


Bild 5-6: q-v-Diagramm (Reisegeschwindigkeiten) für die B 4 bei Uelzen

Die beiden in den Bildern 5-5 und 5-6 dargestellten Ergebnisse sind auf Strecken ermittelt worden, die nicht als Kraftfahrstraße (Zeichen 331 – StVO) ausgewiesen sind. Allerdings werden auf diesen Strecken Fußgänger und Radfahrer (Zeichen 254 und 259 – StVO) ausgeschlossen. Im Ergebnis ist deutlich zu erkennen, dass die mittleren Pkw-Reisegeschwindigkeiten bei gleichen Verkehrsstärken stark streuen. Immer dann, wenn sich mindestens ein langsames, in der Regel landwirtschaftliches Fahrzeug in dem betrachteten Intervall befindet (Symbol ▲), zeigt sich der Effekt auf den Verkehrsablauf unmittelbar in geringeren erreichten Pkw-Geschwindigkeiten.

Die Fahrzeugflotte der landwirtschaftlich genutzten Fahrzeuge lässt sich nur schwierig verallgemeinern. So sind Anhänger bis 25 km/h meist von der Zulassung befreit, Zug- oder Arbeitsmaschinen haben unterschiedliche bauartbedingte Höchstgeschwindigkeiten, und für das Fahren von Zugmaschinen gelten die zwei Führerscheinklassen „L“ bis 32 km/h und „T“ > 32 km/h. Daher wur-

de zur weiteren Vorgehensweise aus den ermittelten Reisegeschwindigkeiten eine Geschwindigkeitsgrenze ermittelt, die eine Abgrenzung langsamer Fahrzeuge von Fahrzeugen des Schwerververkehrs einwandfrei ermöglicht. Fahrzeuge mit einer Reisegeschwindigkeit < 40 km/h wurden danach zu den Fahrzeugen des landwirtschaftlichen Verkehrs gezählt.

Die B 7 hingegen (Bild 5-7) wird als Kraftfahrstraße betrieben. Bei gleichen Verkehrsstärken streuen hier die erreichbaren Reisegeschwindigkeiten weniger stark. Ferner sind auf dieser Strecke insgesamt höhere Verkehrsstärken zu beobachten als auf den beiden „Nicht-Kraftfahrstraßen“.

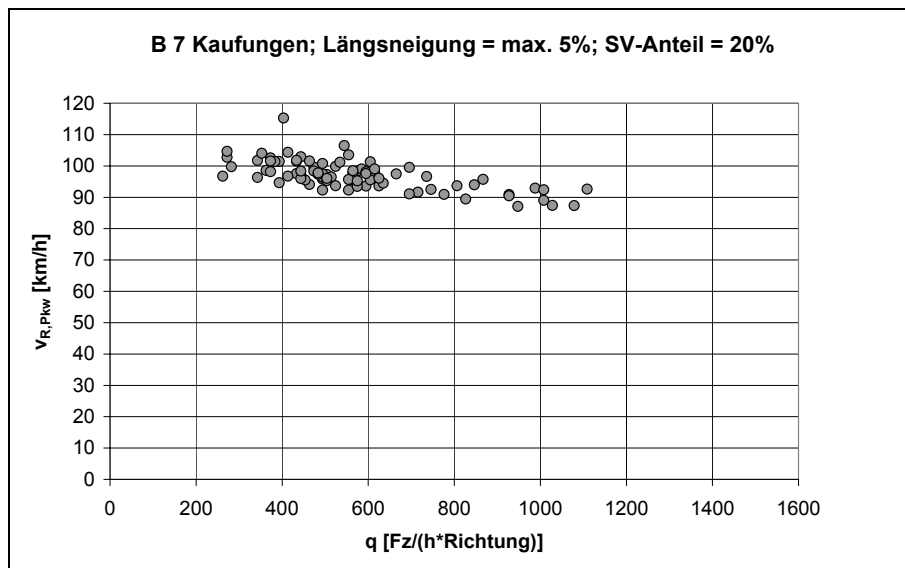


Bild 5-7: q-v-Diagramm (Reisegeschwindigkeiten) für die B 7 bei Kaufungen

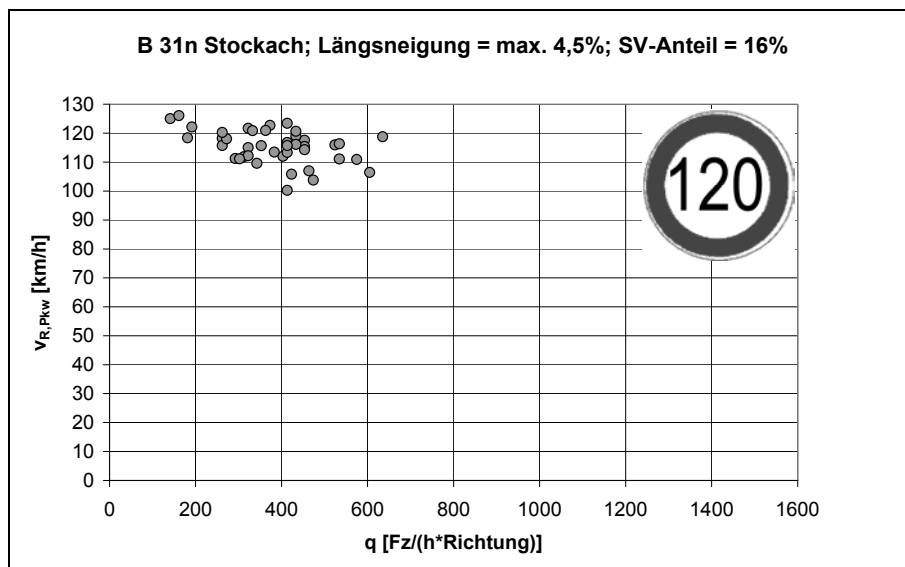


Bild 5-8: q-v-Diagramm (Reisegeschwindigkeiten) für die B 31n bei Stockach

Das Bild 5-8 zeigt die empirisch ermittelten Ergebnisse für die B 31n. Diese Strecke hat die Besonderheit, dass sie sehr große Abschnittslängen (bis zu 3815 m) besitzt und dabei eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 120 km/h sowohl in den ein- als auch in den zweistreifigen Streckenabschnitten gilt. Dadurch fällt das Geschwindigkeitsniveau insgesamt höher aus als auf den übr-

gen Untersuchungsstrecken. Die Dauer der Erhebung auf dieser Strecke betrug lediglich vier Stunden, so dass vergleichsweise wenige Wertepaare dargestellt sind.

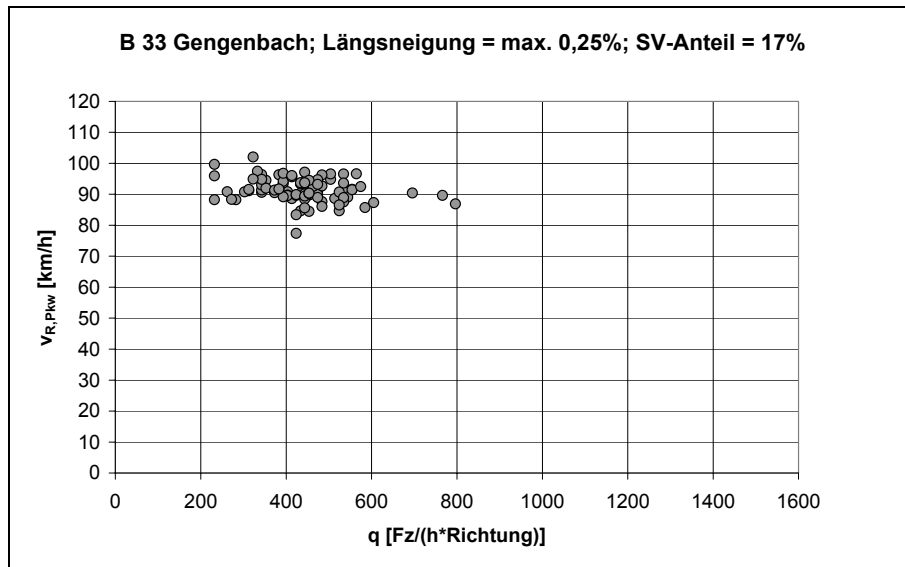


Bild 5-9: q-v-Diagramm (Reisegeschwindigkeiten) für die B 33 bei Gengenbach

Die B 33 (Bild 5-9) zeichnet sich trotz einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 100 km/h und ebenem Gelände (vgl. Bild 6-12) durch vergleichsweise niedrige Reisegeschwindigkeiten aus.

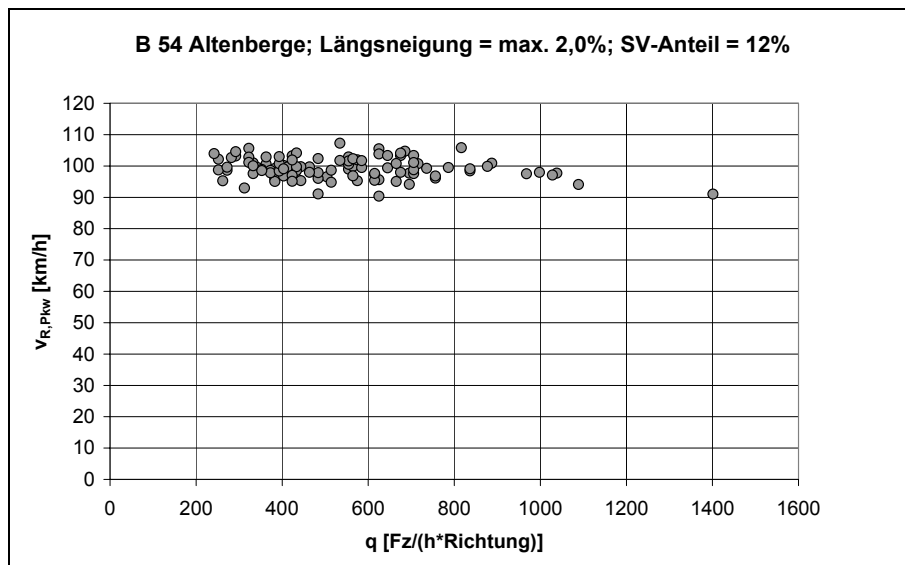


Bild 5-10: q-v-Diagramm (Reisegeschwindigkeiten) für die B 54 bei Altenberge

Auf der B 54 bei Altenberge (Bild 5-10) ist zum einen das höchste Geschwindigkeitsniveau und zum anderen die größte, bei allen Messungen beobachtete Verkehrsstärke mit rund 1400 Fz/h pro Fahrtrichtung beobachtet worden. Bedenkt man, dass die Kapazität eines RQ 15,5 durch den einstreifigen Bereich begrenzt ist, und berücksichtigt man q-v-Beziehungen für „herkömmliche“ Landstraßen [HBS 2001, Kapitel 5], so ist dieser Wert zu einem als sehr hoch anzusehen, deckt sich zum anderen aber auch mit vergangenen Untersuchungen (vgl. Kapitel 3.1.4 – [Leutzbach, Bran-nolte, Schmidt 1990], [Bergh, Carlsson 2000]). Hervorzuheben ist, dass die Pkw-

Reisegeschwindigkeiten bis zu dieser Verkehrsstärke augenscheinlich nur geringfügig absinken. Auf allen Strecken konnten keine Anzeichen für einen Zusammenbruch des Verkehrsablaufs und somit ein Hinweis auf die Kapazitätsgrenze festgestellt werden.

Die Bilder zeigen, dass über allen Strecken betrachtet ein breiter Bereich der Verkehrsstärken abgedeckt werden konnte. Bei der Beurteilung der dargestellten Werte (insbesondere des Geschwindigkeitsniveaus und der maximalen Verkehrsstärke) sind auch die Streckenparameter sowie die Verkehrszusammensetzung zu berücksichtigen.

Da als Untersuchungsstrecken neben Strecken mit vier Teilabschnitten auch - bedingt durch die Lage zwischen zwei Knotenpunkten - zwei Strecken mit nur zwei Abschnitten (B 3 und B 4) ausgewählt wurden, die aber aufgrund ihres Betriebskonzeptes unbedingt dem Untersuchungskollektiv angehören sollten, wurde auf der B 33 ein so genannter pre-test durchgeführt. Bei dieser Strecke war es aufgrund der örtlichen Gegebenheiten videotechnisch möglich, auch Teilstrecken zu betrachten. Dazu wurde zusätzlich eine dritte Kamera (in Höhe des unkritischen Wechsels) installiert, die über einen Zeitraum von drei Stunden (unter Berücksichtigung der Spitzenverkehrszeit) den Verkehrsablauf aufzeichnete. Dabei sollte überprüft werden, in wie weit die Ergebnisse bei der Betrachtung von nur zwei Abschnitten vergleichbar sind mit denen von Strecken, die über mehr als zwei nicht durch Knotenpunkte unterbrochene Abschnitte verfügen.

Im folgenden Diagramm für die B 33 (Bild 5-11) werden dabei Messpunkte der Gesamtstrecke mit Messpunkten einer Teilstrecke (es handelt sich dabei um die in Fahrtrichtung ersten beiden Abschnitte) verglichen.

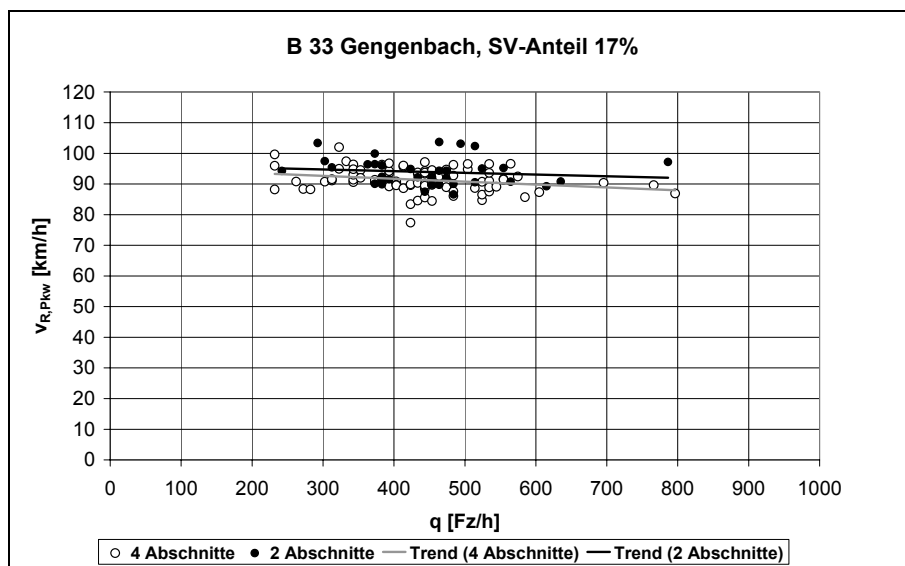


Bild 5-11: q-v-Diagramm der Reisegeschwindigkeiten für die B 33 bei Gengenbach – Vergleich der Gesamtstrecke (4 Abschnitte) mit einer Teilstrecke (2 Abschnitte)

Die Länge der Teilstrecke in diesem Beispiel beträgt ca. 60% der Länge der Gesamtstrecke, der Anteil zweistreifiger Abschnitte an der Gesamtstrecke 50% und bezogen auf die Teilstrecke 54 %.

Das Niveau der Geschwindigkeiten ist bei der Betrachtung der in Fahrtrichtung vorderen zwei Abschnitte tendenziell leicht höher. Mit Hilfe von statistischen Testverfahren kann geprüft werden, ob die beiden Punktwolken aus zwei verschiedenen Grundgesamtheiten entstammen, sich also signifikant voneinander unterscheiden. Da einerseits die betrachteten Verkehrsstärken voneinander abhängig, andererseits die Geschwindigkeit v und die Verkehrsstärke q nicht voneinander abhängig sind, lässt sich die Fragestellung auf einen Vergleich von Mittelwerten zweier Stichproben reduzieren. Als Testverfahren eignet sich hierfür der so genannte t-Test. Streng genommen gilt dieser Test nur, wenn die Grundgesamtheiten der Geschwindigkeiten normalverteilt vorliegen, was hier aber augenscheinlich nicht der Fall ist. Der t-Test gilt aber als wenig empfindlich gegenüber Abweichungen von der Normalverteilung und kann auch angewendet werden, sofern nicht eine Mehrgipfligkeit bzw. eine Schiefe der beiden Stichprobenverteilungen vorliegt **[Bronstein, Semendjajew 1989]**. Dies kann jedoch hier ausgeschlossen werden. Als weitere Voraussetzung sollten die Streuungen der beiden Stichproben gleich sein; dies kann hier angenommen werden. Der kritische Wert F ergibt sich somit bei einem zweiseitigen Test für die Nullhypothese H_0 (die Mittelwerte sind gleich) bei einem Signifikanzniveau von $\alpha = 0,05$ zu $F = 1,98$. Aus den beiden Stichproben ergibt sich ein t-Wert von 3,26, der größer ist als der kritische F-Wert. Somit muss H_0 verworfen werden; die mittleren Geschwindigkeiten der beiden Punktwolken unterscheiden sich signifikant voneinander. Die Differenz Δv beträgt 2,6 km/h.

Für die vorliegende Untersuchung bedeutet dies jedoch nichts weiter, als dass Aussagen von **[Leutzbach, Brannolte, Schmidt 1990]** bestätigt werden. Es wird deutlich, dass auf den ersten Abschnitten in Fahrtrichtung im Mittel schneller gefahren wird. Dabei kann hier ein Einfluss der unterschiedlich langen Teilstrecken zwar unterstellt, jedoch nicht quantifiziert werden. Ferner muss davon ausgegangen werden, dass das Niveau der Pkw-Geschwindigkeiten generell mit zunehmender Anzahl der Abschnitte absinken wird. Die Ergebnisse der B 3 und B 4 werden im Rahmen der Modellvalidierung ausreichend berücksichtigt, so dass der beschriebene Effekt auch mit dem Einsatz der Verkehrsflusssimulation abgebildet werden kann.

5.3 Geschwindigkeitsprofile

Die im Anhang 3 dargestellten Bilder geben die Ergebnisse der Fahrzeug-Nachfahrten auf den Untersuchungsstrecken wieder. Insgesamt zeigt sich dabei ein sehr inhomogenes Geschwindigkeitsverhalten. Dabei ist hier nicht die Leistung des Fahrzeugs (also die technische Komponente) die Hauptursache für die Streuung der Geschwindigkeitsprofile. In den hier dargestellten Fällen sind vielmehr das individuelle Verhalten eines Fahrers in einer bestimmten Situation bzw. die spezielle Situation im Verkehrsablauf (z. B. das Annähern an ein langsames Fahrzeug) für die sehr breite Streuung verantwortlich. Gerade dieses Annähern wirkt sich zu Beginn eines zweistreifigen Abschnitts (Überholen in der Regel ohne Zeitverlust möglich) ganz anders aus als gegen Ende oder im einstreifigen Abschnitt. Gegen Ende eines zweistreifigen Abschnitts überholen einige Fah-

rer bereits bei der ersten Hinweistafel - Zeichen 532-20, StVO - 400 m vor der Zusammenführung, die auf ein baldiges Ende des zweistreifigen Bereichs hinweist, nicht mehr, andere beschleunigen stark, um noch eine weitere Überholung durchzuführen.

Bei den beiden „Nicht-Kraftfahrstraßen“ B 3 und B 4 zeigt sich im Falle des Auftretens eines langsamen Fahrzeuges (gemeint ist hier ein Fahrzeug mit einer mittleren Geschwindigkeit < 40 km/h) im einstreifigen Bereich, je nachdem an welcher Position im einstreifigen Abschnitt das „verfolgte“ Untersuchungsfahrzeug auf dieses langsame Fahrzeug auflief, ein Absinken auf ein relativ konstantes, niedriges Geschwindigkeitsniveau.

5.4 Lokale Kenngrößen

Neben der Bestimmung der Reisegeschwindigkeiten wurde auch eine Reihe von Messungen lokaler Kenngrößen, die für die Simulation von Bedeutung sind, an einem lokalen Querschnitt durchgeführt. Speziell zu nennen sind hier neben der Aufteilung der Fahrzeuge auf die Fahrstreifen bzw. Zeitlückenverteilungen insbesondere die Verteilungen so genannter Wunschgeschwindigkeiten, die getrennt für Pkw und Fahrzeuge des Schwerverkehrs ermittelt wurden. Dabei wurden die Geschwindigkeiten aller unbehindert bzw. frei fahrenden Fahrzeuge erfasst. Im Falle der B 7, der B 31n, der B 33 sowie der B 54 geschah dies automatisiert, für die B 3 sowie die B 4 wurden teilautomatisierte Verfahren angewandt. Die automatische Verkehrsdatenerhebung wurde bei geeigneter Kameraposition (vornehmlich von Brücken mit dem Blickwinkel steil nach unten auf die Fahrbahn) dabei mit Hilfe des Systems ViVaTraffic2 durchgeführt. Die dabei gewählten Messquerschnitte waren nicht identisch mit denen zur Ermittlung von Reisegeschwindigkeiten und befanden sich in den zweistreifigen Abschnitten.

In allen Fällen wurde sowohl für die Pkw als auch den Schwerverkehr eine Stichprobe von je vier Stunden Beobachtungsdauer, jedoch mindestens 100 Fahrzeugen als ausreichend angesehen. Die Festlegung der Klassenbreite erfolgte dabei nach DIN 55302, Blatt 1. Als Maß für die Güte des Stichprobenumfangs betrug bei allen betrachteten Verteilungen die Abweichung zwischen den statistischen Kenngrößen der Grundgesamtheit (alle auftretenden lokalen, üblicherweise normalverteilten Geschwindigkeiten) und der Stichprobe (gemessene lokale Geschwindigkeiten) in 95% der Fälle weniger als 4%. Die Auswahl der Fahrzeuge erfolgte zufällig über den Tag verteilt aus allen Messreihen.

Als frei fahrend wurden solche Fahrzeuge definiert, die einen bestimmten zeitlichen Mindestabstand zum vorausfahrenden Fahrzeug aufweisen. In der Literatur werden dabei Werte zwischen 8 und 15 s angegeben [Brannolte, Holz 1983]. Dabei können die Unterschiede zwischen zwei Verteilungen mit unterschiedlichen Zeitlückenwerten bezogen auf die Mittelwerte und Streuungen gering sein. Bei den vorliegenden Messergebnissen war bei der Wahl einer Frontzeitlücke von 15 s

in allen Fällen die Datenbasis zu gering, so dass für die weiteren Untersuchungen eine Frontzeitlücke von 8 s festgelegt wurde.

Der Mittelwert der freien, lokalen Geschwindigkeiten der Pkw über alle Untersuchungsstrecken liegt bei 92,0 km/h mit einer Standardabweichung von 14,9 km/h. In Bild 5-12 sind die Verteilungsfunktionen der Geschwindigkeiten frei fahrender Pkw über alle Strecken (Fall 1), über alle Strecken ohne die B 54 (Fall 2), sowie nur auf der B 54 (Fall 3) dargestellt.

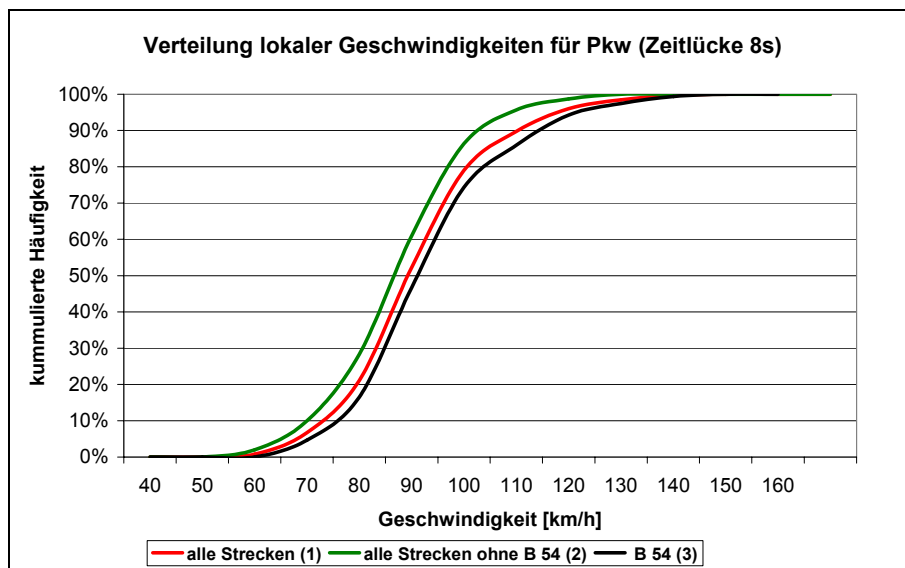


Bild 5-12: Verteilungsfunktionen der lokalen Geschwindigkeiten frei fahrender Pkw

Erste Testläufe mit dem Simulationsprogramm zeigten allerdings, dass im Vergleich zu empirischen Messungen auf allen Strecken wesentlich geringere Fahrgeschwindigkeiten simuliert wurden, wenn die Verteilung nach Fall (1) verwendet wurde. Daher kamen im Folgenden die Verteilungen der „schnellsten“ Untersuchungsstrecke, der B 54 bei Altenberge, zum Einsatz (Fall 3).

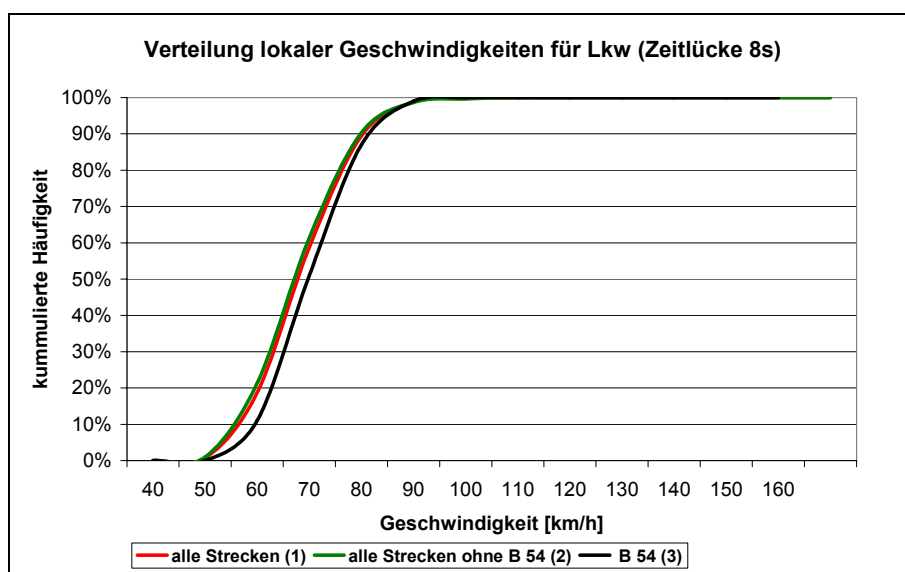


Bild 5-13: Verteilungsfunktionen der lokalen Geschwindigkeiten frei fahrender Lkw

Mit Hilfe des χ^2 -Tests konnte gezeigt werden, dass alle dargestellten Verteilungen der lokal ermittelten Geschwindigkeiten für Pkw und Lkw (siehe Bild 5-13) sich nicht signifikant von einer Normalverteilung unterscheiden.

Bei einer Mindest-Frontzeitlücke von 8 s wurde für den Fall (3) eine mittlere lokale Geschwindigkeit der Pkw von 92,9 km/h bei einer Standardabweichung von 15,2 km/h festgestellt, während die freifahrenden Lkw (> 3,5t) auf der B 54 eine mittlere Geschwindigkeit von 70,2 km/h bei einer Standardabweichung von 8,5 km/h erreichten (siehe Bild 5-13). Besonders hervorzuheben sind sicherlich die insbesondere auf der B 54 hohen Geschwindigkeitsspitzen mit über 130 km/h bei den Pkw, wobei knapp 42% (entspricht einer Stichprobengröße von 672 Fz) die zulässige Höchstgeschwindigkeit von 100 km/h überschritten. Bei den Lkw wurden noch häufiger Überschreitungen der zulässigen Höchstgeschwindigkeit festgestellt. Knapp 56% der Schwerfahrzeuge mit Sattelaufleger oder Anhänger, die ein zulässiges Gesamtgewicht von mehr als 7,5t vermuten lassen (Stichprobengröße: 117 Fz), überschritten auf der B 54 die für sie geltende Geschwindigkeitsbeschränkung von 60 km/h.

5.5 Untersuchungen zum Pulkverhalten

In Kapitel 4.1.1 wurden verschiedene Ansätze aufgezeigt, einen Pulk zu definieren. Welch unterschiedliche Ergebnisse verschiedene Definitionen liefern können, wird im Kapitel 5.5.3 dargelegt. Um vergleichbare Ergebnisse mit früheren Untersuchungen insbesondere im Bereich der 2+1-Querschnitte zu gewährleisten, wurde die Abgrenzung nach **[Roos 1989]** gewählt. Danach gehören zu einem Pulk „alle Fahrzeuge, die mit einer Bruttozeitlücke ≤ 3 s einem vorausfahrenden Fahrzeug folgen. Die Geschwindigkeit des Pulkführers muss dabei < 90 km/h sein. Der Pulkführer selbst zählt nicht zum Pulk.“ **[Roos 1989, S. 53]**

5.5.1 Bestimmung von Pulks aus lokalen Beobachtungen

Es wurden weitere Untersuchungen angestellt, um auf Basis des empirischen Datenmaterials nachzuweisen, dass eine Strecke mit 2+1-Verkehrsführung einen signifikanten Beitrag zur Pulkauflösung erbringt. Dazu wurden auftretende Pulks am Beginn der Untersuchungsstrecke und am Ende miteinander verglichen.

Bei der Ermittlung der Reisezeiten wurde für jedes in eine Untersuchungsstrecke ein- und ausfahrende Fahrzeug der Zeitpunkt des Passierens des jeweiligen Messquerschnitts (vgl. Bild 5-3) registriert.

Ergänzt durch die Angabe der lokalen Geschwindigkeiten konnten somit Pulks zu Beginn (genauer: kurz vor Beginn) der Untersuchungsstrecke (am Ende der einstreifigen Vorlaufstrecke) und am Ende der Untersuchungsstrecke (ebenfalls im einstreifigen Abschnitt) ermittelt werden. Die Ergebnisse, bezogen auf die Anzahl von Fahrzeugen in einem Pulk, sind in Bild 5-14 getrennt für die

einzelnen Untersuchungsstrecken dargestellt. Es konnte festgestellt werden, dass die Pulks am Ende der Untersuchungsstrecke in der Regel kürzer als zu Beginn sind, und speziell im Fall kurzer Pulks (Pulklänge ≤ 2 Fahrzeuge) diese Anzahl deutlich geringer ist als am Anfang der Untersuchungsstrecke. Generell ist die Tendenz zu beobachten, dass nicht nur die Länge der Pulks, sondern auch die Gesamtanzahl von Pulks zwischen Streckenbeginn (Einfahrquerschnitt – EQ) und Streckenende (Ausfahrquerschnitt – AQ) abnimmt.

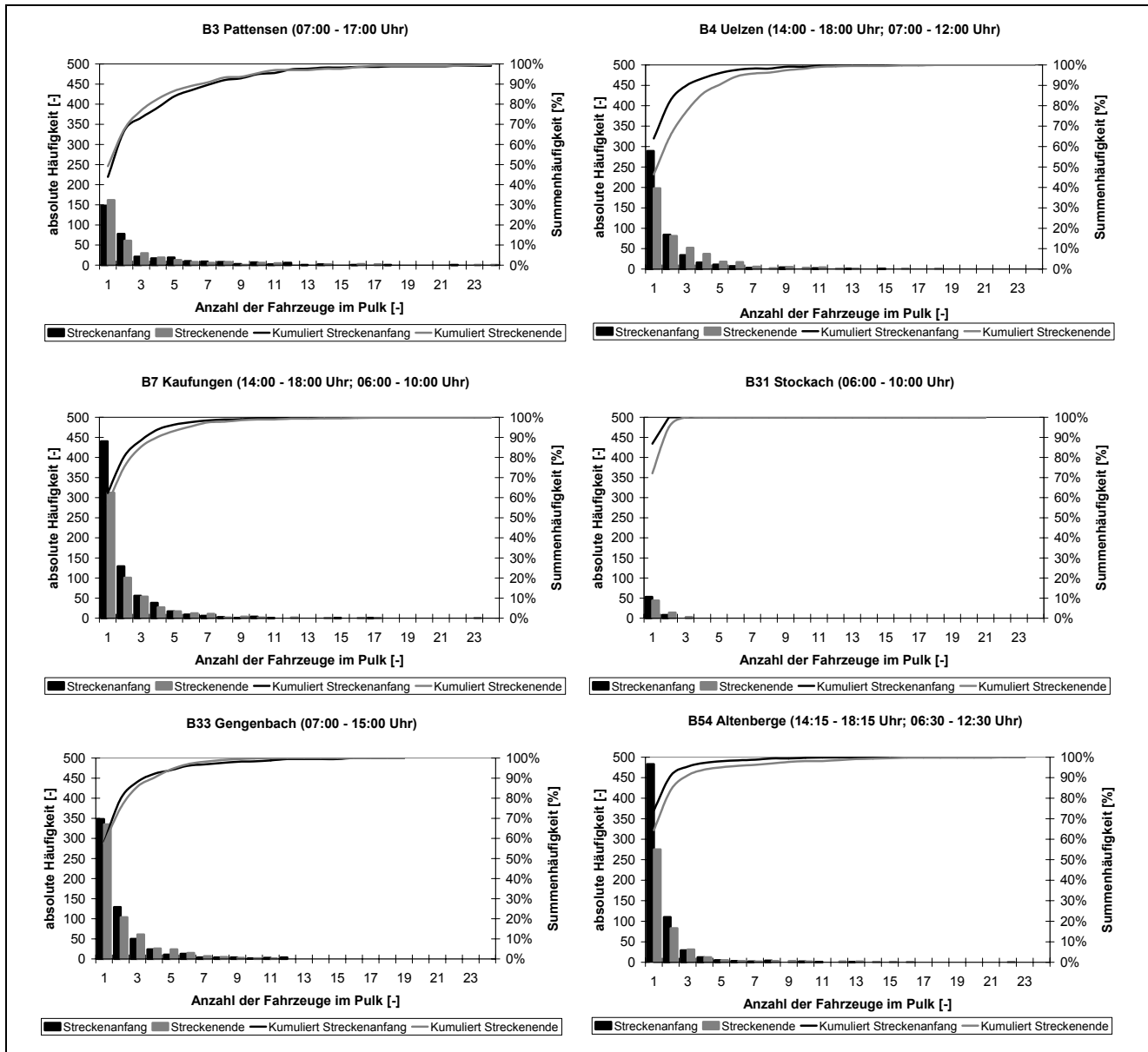


Bild 5-14: Pulklängen und ihre Häufigkeiten auf den Untersuchungsstrecken

Da die den Diagrammen zugrunde liegenden Auswertungszeiträume auf den einzelnen Untersuchungsstrecken unterschiedlich lang waren, wurden in der Tabelle 5-1 die Anzahl der Pulks auf eine Stunde normiert. Während auf zwei Strecken (B 7 und B 54) die durchschnittliche Pulkanzahl (analog zur Pulklänge nach Bild 5-14) deutlich abnahm, blieben die Ergebnisse bei den übrigen Strecken nahezu konstant.

	Streckenanstang	Streckenende
B 3 Pattensen	48 Pulks/h	46 Pulks/h
B 4 Uelzen	50 Pulks/h	47 Pulks/h
B 7 Kaufungen	98 Pulks/h	76 Pulks/h
B 31n Stockach	16 Pulks/h	16 Pulks/h
B 33 Gengenbach	77 Pulks/h	75 Pulks/h
B 54 Altenberge	70 Pulks/h	46 Pulks/h

Tabelle 5-1: Durchschnittliche Pulkanzahl auf den Untersuchungsstrecken

Die Tatsache, dass auf der B 31n nur sehr kurze und wenige Pulks auftraten, liegt in der Definition des Pulks begründet. Da die zulässige Höchstgeschwindigkeit auf dieser Strecke 120 km/h beträgt, und mit max. 635 Fz/(h*Richung) im Beobachtungszeitraum eine vergleichsweise geringe Verkehrsbelastung ermittelt wurde, ist die Wahrscheinlichkeit, Fahrzeuge zu bestimmen, deren Geschwindigkeit $v < 90$ km/h bei einer Frontzeitlücke ≤ 3 s ist, nicht groß. Dies ändert sich, wenn man beispielsweise das Geschwindigkeitskriterium mit der Begründung anpasst, dass auch die Wunschgeschwindigkeiten bei einer höheren zulässigen Geschwindigkeit anwachsen (die Messungen deuten daraufhin). Nimmt man zur Abgrenzung von Pulks in diesem konkreten Fall neben dem Zeitlückenkriterium (3 s) $v < 110$ km/h als weiteres Entscheidungskriterium, erhält man die in Bild 5-15 dargestellten Ergebnisse.

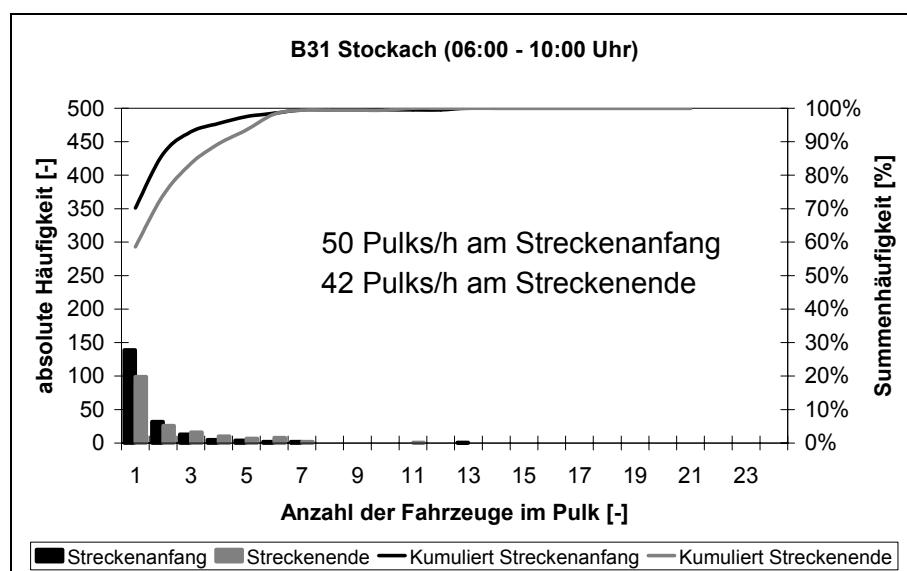


Bild 5-15: Pulklängen und ihre Häufigkeiten auf der B31n Stockach (modifiziertes Pulkkriterium)

Ein Zusammenhang zwischen Pulkdefinition und Wunschgeschwindigkeit wurde bislang in der Literatur nicht erörtert und soll auch nicht Gegenstand dieser Arbeit sein. Bei der B 31n handelt es sich um einen Sonderfall, da in der Bundesrepublik für einbahnige Landstraßen außerhalb von Knotenpunkten in der Regel ein einheitliche zulässige Höchstgeschwindigkeit gilt. Aus Vergleichs-

gründen zu den übrigen Untersuchungsstrecken wird im Folgenden allerdings auf eine Anpassung des Pulkdefinition für die B 31n verzichtet.

Bei geringeren zulässigen Geschwindigkeiten als 100 km/h ist eine Anpassung der Pulkdefinition allerdings unbedingt notwendig. So würden bei einer zulässigen Geschwindigkeit von 80 km/h (z. B. auf der B 49 bei Solms in Hessen) unter der Voraussetzung, dass diese Geschwindigkeit von den Verkehrsteilnehmern eingehalten wird, aufgrund des Geschwindigkeitskriteriums alle Fahrzeuge mit einer Zeittücke < 3 s als im Pulk fahrend erfasst.

Bild 5-16 macht deutlich, dass bezogen auf die Gesamtstrecke die 2+1-Verkehrsführung bei allen Untersuchungsstrecken geringen bis gar keinen Einfluss auf den Anteil der behinderten Fahrzeuge hat.

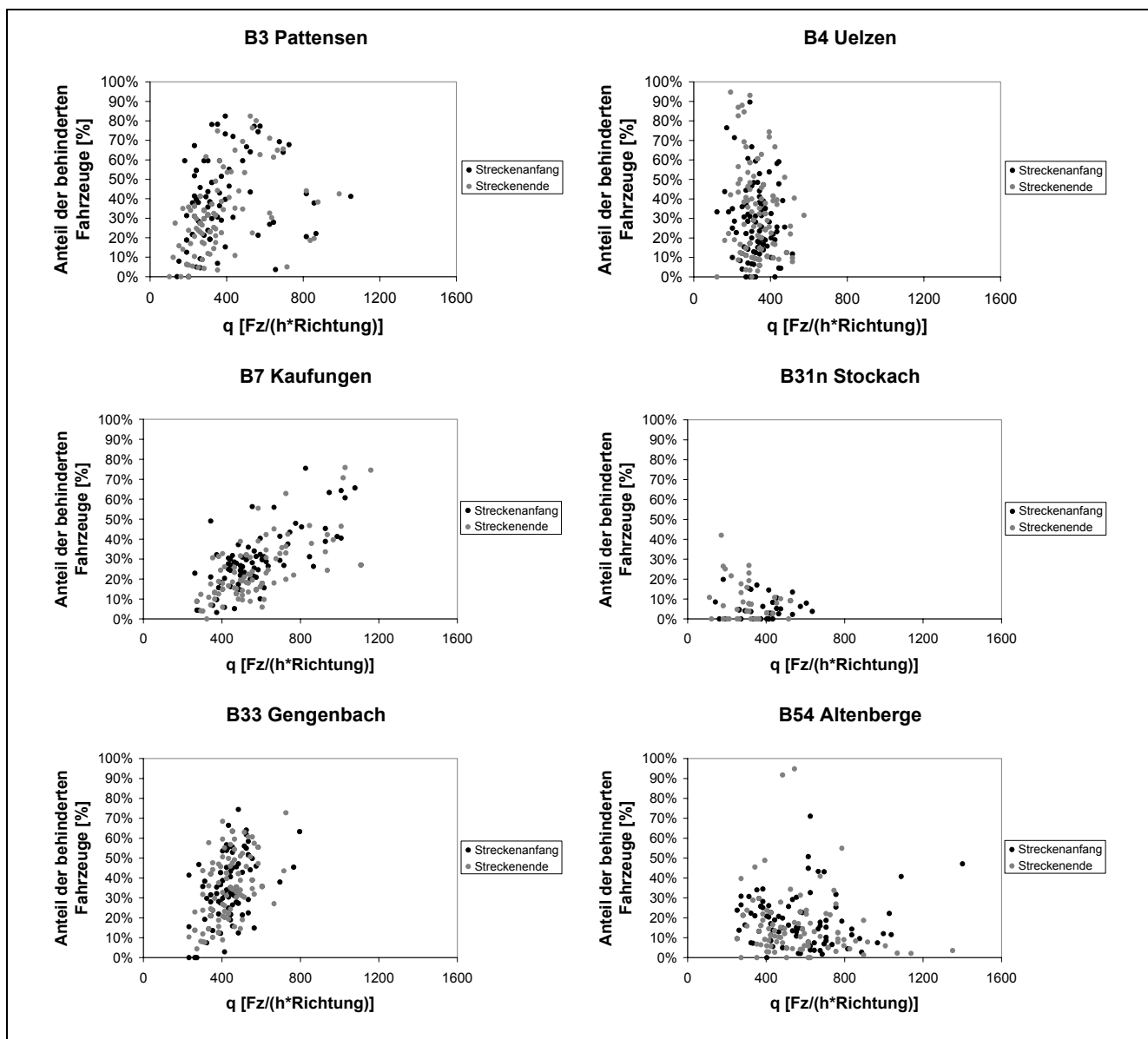


Bild 5-16: Abhängigkeit der im Pulk behinderten Fahrzeuge von der Verkehrsstärke

Unzweifelhaft bewirken die zweistreifigen Abschnitte, dass es aufgrund von Überholungen zum Auflösen von entstandenen Pulks kommt. Eine Strecke mit 2+1-Verkehrsführung beginnt jedoch in der Regel mit einem zweistreifigen Abschnitt und endet mit einem einstreifigen, in dem sich neue Pulks bilden werden. Wie **[Roos 1989]** zeigte, beginnt die Pulkbildung mitunter bereits am Ende der zweistreifigen Abschnitte. Vor diesem Hintergrund ist es nicht verwunderlich, dass bei einer Erhebung am Ende einer betrachteten Strecke annähernd so viele Pulks anzutreffen sind wie zu Beginn der Strecke. Die Pulkbildung hängt dabei vermutlich von der Länge der einstreifigen Abschnitte am Streckenende ab (je länger der Abschnitt desto mehr Fahrzeuge werden behindert). Am Einfahrquerschnitt bestimmt auch die Art der Vorlaufstrecke (Überholverbot, Knotenpunktbetrieb mit LSA) die Pulkbildung wesentlich.

In Bild 5-16 ist weiterhin die erwartete Tendenz zu erkennen, dass mit zunehmender Verkehrsstärke der Anteil der Behinderungen steigt. Insgesamt weisen die sechs Untersuchungsstrecken dabei auch ein sehr uneinheitliches Bild auf, so dass eindeutige Zusammenhänge nicht abzuleiten sind.

Dass auf der B 31n und der B 54 am Streckenende sogar deutlich höhere Anteile von behinderten Fahrzeugen anzutreffen sind, ist dabei auf die im Vergleich zu den anderen Strecken deutlich längeren letzten einstreifigen Abschnitte (B 31n: 1985 m; B 54: 1540 m) zurückzuführen.

Tabelle 5-2 verdeutlicht noch einmal den geringen Einfluss der 2+1-Verkehrsführung auf den Anteil der behinderten Fahrzeuge im Vergleich von Beginn und Ende der Untersuchungsstrecke.

		Behinderte Fahrzeuge				
		Anzahl Fz	SV-Anteil [%]	Fz gesamt [%]	Pkw [%]	Lkw [%]
B 3 Pattensen	Streckenbeginn	3177	14	35	30	30
	Streckenende			31	26	34
B 4 Uelzen	Streckenbeginn	3241	27	26	25	30
	Streckenende			34	35	31
B 7 Kaufungen	Streckenbeginn	4968	20	28	19	46
	Streckenende			24	17	37
B 31n Stockach	Streckenbeginn	1494	16	12	8	24
	Streckenende			5	1	24
B 33 Gengenbach	Streckenbeginn	3927	17	31	26	29
	Streckenende			30	25	27
B 54 Altenberge	Streckenbeginn	5814	12	17	7	84
	Streckenende			14	10	37

Tabelle 5-2: Anteil der behinderten Fahrzeuge (Pkw und Lkw) unter Einfluss der 2+1-Verkehrsführung

Sowohl bei der Betrachtung aller Fahrzeuge (Ausnahme bildet hier die B 4) als auch bei getrennter Betrachtung der Fahrzeugarten (Ausnahme bei den Lkw auf der B 3, sowie bei den Pkw auf der B 54) geht der Anteil behinderter Fahrzeuge in der Regel nur leicht zurück. Besonders zu erwähnen sind die B 54 mit einem Rückgang behinderter Lkw um mehr als 50%, sowie die insgesamt geringe Anzahl behinderter Pkw auf derselben Strecke. Hier scheinen sowohl der vergleichsweise geringe SV-Anteil mit 12% als auch die besondere Vorlaufstrecke (vgl. Tabelle 4-3) Einfluss zu haben. Für die B 31n ergäben sich bei einer Anpassung der Pulkdefinition analog zu Bild 5-15 auch in Tabelle 5-2 höhere Werte; insbesondere für die Anteile der behinderten Fahrzeuge.

5.5.2 Pulkgröße und Position einzelner Fahrzeuge im Pulk

Da bislang keine Untersuchung zu eindeutigen Aussagen im Bezug auf das Entstehen und Auflösen von Pulks gekommen ist, wurde versucht, über die Betrachtung von Einzelfahrzeugen mögliche Auswirkungen des Straßentyps RQ 15,5 auf das Pulkverhalten zu beschreiben. Dies geschah auf der Basis des vorhandenen Datenmaterials. Dazu standen die Daten von den Einfahr- und Ausfahrquerschnitten der Untersuchungsstrecken zur Verfügung.

Für jede der insgesamt sechs Untersuchungsstrecken wurde zunächst die Anzahl der Fahrzeuge bestimmt, die sich sowohl am Einfahrquerschnitt als auch am Ausfahrquerschnitt in einem Pulk befunden haben (EQ/AQ) und ferner die, die nur am Einfahrquerschnitt (EQ) bzw. nur am Ausfahrquerschnitt (AQ) als in einem Pulk fahrend registriert wurden (Tabelle 5-3).

	Anzahl der Fz	EQ	AQ	EQ/AQ	EQ [%]	AQ [%]	EQ/AQ [%]
B 3	3177	246	130	846	8%	4%	27%
B 4	3241	212	471	621	7%	15%	19%
B 7	4968	491	304	878	10%	6%	18%
B 31n	1494	114	17	63	8%	1%	4%
B 33	3927	581	545	642	15%	14%	16%
B 54	5814	582	434	388	10%	7%	7%

Tabelle 5-3: Registrierung von im Pulk fahrenden Fahrzeugen an verschiedenen Querschnitten

Der bei der prozentualen Betrachtung fehlende Anteil zu 100% betrifft Fahrzeuge, die an keinem der beiden Querschnitte als Pulkfahrzeug erkannt wurden. In allen Fällen macht dieser Anteil mehr als 60% aus. Das bedeutet jedoch nicht, dass diese Fahrzeuge sich während der gesamten Durchfahrt durch die Untersuchungsstrecke nie in einem Pulk aufgehalten haben.

Auf vier der sechs Strecken war der Anteil von Fahrzeugen, die an beiden Querschnitten als im Pulk fahrend (EQ/AQ) registriert wurden, am größten. Für alle diese Verkehrsteilnehmer hat sich die Bewertung ihrer individuellen Situation augenscheinlich nicht geändert. Für diejenigen, die lediglich am Einfahrquerschnitt (EQ) registriert wurden, tritt am Ende des RQ 15,5 eine subjektive Verbesserung ihrer Situation ein; sie verlassen die Untersuchungsstrecke frei fahrend. Ähnlich

hoch ist auch der Anteil der Fahrzeuge, die nur am Ausfahrquerschnitt (AQ) als Pulkfahrzeuge bestimmt wurden. Diese Verkehrsteilnehmer bewerten ihre Situation möglicherweise schlechter, da sie unbeeinflusst in die Untersuchungsstrecke eingefahren sind.

In Tabelle 5-3 fällt insbesondere die B 4 auf, bei der der Anteil dieser Verkehrsteilnehmer höher ist als derjenigen, die nur bei EQ behindert wurden. Dies kann mit dem sehr hohen Anteil langsamer Fahrzeuge (vgl. Bild 5-6) zusammenhängen. Dass bei der B 54 der Anteil der an beiden Querschnitten registrierten Fahrzeuge am geringsten ist (die B 31n sei hier aus den genannten Gründen ausgeklammert), kann wieder auf die Besonderheiten der Vorlaufstrecke zurückgeführt werden, die bereits zu einer Entspannung in der Überhol- und Pulksituation geführt hat.

Von Interesse war schließlich der Fall, wie sich die Position der Fahrzeuge verändert hat, die an beiden Querschnitten im Pulk (EQ/AQ) gefahren sind. Die folgende Auswertung (Tabelle 5-4) bezieht sich daher nur noch auf diese Fahrzeuge.

	Anzahl der Fz	Pulkgröße			Pulkposition		
		kleiner	gleich	größer	besser	gleich	schlechter
B3	846	56%	12%	36%	54%	21%	25%
B4	621	22%	23%	55%	25%	31%	44%
B7	878	28%	24%	48%	27%	36%	37%
B31n	63	17%	44%	38%	8%	70%	22%
B33	642	52%	16%	32%	45%	29%	26%
B54	388	24%	24%	52%	26%	35%	39%

Tabelle 5-4: Veränderung von Pulkgröße und Position der Fahrzeuge im Pulk

Bei der Pulkgröße sind die Kategorien „kleiner“ (Fahrzeug fährt in einem kleineren Pulk), „gleich“ (Anzahl der Fahrzeuge im Pulk ist gleich geblieben) sowie „größer“ (Fahrzeug fährt in einem größeren Pulk) angegeben. Diese beziehen sich immer auf die Pulkgröße im AQ im Verhältnis zur Pulkgröße im EQ. Bei der Pulkposition gibt es die Stufen „besser“ (im Pulk um mindestens eine Position vorgerückt), „gleich“ (die Position hat sich nicht verändert) und „schlechter“ (das Fahrzeug ist um mindestens eine Position zurückgefallen). Der Pulkführer wurde in keinem Fall mitbetrachtet.

Die grau hinterlegten Tabellenzellen markieren für jede Strecke den jeweils größten Anteil an Fahrzeugen. Dabei zeigt sich keine einheitliche Tendenz, so dass für jedes Ergebnis eine mögliche Erklärung in den vielfältigen unterschiedlichen Charakteristika der einzelnen Strecken zu suchen ist. Auffällig ist lediglich, dass mit ab- bzw. zunehmender Pulkgröße sich auch die Position im Pulk verbessert bzw. verschlechtert. In dem Moment, in dem alle Fahrzeuge den Pulkführer (beispielsweise einen Lkw) überholen, wird der Pulk kleiner und jedes Fahrzeug rückt um eine Position

nach vorne. Auch der umgekehrte Fall ist beispielsweise durch Pulkzusammenschlüsse erklärbar, wenn ein „schnellerer“ Pulk einen langsamen einholt.

Auf Basis der vorliegenden Daten war es allerdings nicht möglich zu untersuchen, ob Fahrzeuge einen Pulk gewechselt haben oder nicht. Von einer Gruppe von Fahrzeugen, die beispielsweise sowohl den EQ als auch den AQ in ähnlicher Zusammensetzung durchfahren hatten, konnte nicht zweifelsfrei behauptet werden, ob es sich noch um denselben Pulk handelt, oder ob alle Fahrzeuge möglicherweise nur den Pulkführer gewechselt hatten. Die Tatsache, dass tendenziell bei allen Strecken am Streckenanfang mehr Pulks registriert wurden als am Streckenende, kann auch darauf hin deuten, dass sich Pulks zusammengeschlossen haben.

5.5.3 Einfluss der Pulkdefinition auf die Anzahl der behinderten Fahrzeuge

In einer nachträglichen Untersuchung wurde auf der B 54 bei Altenberge am 29.05.2002 in einem Zeitraum von drei Stunden der Verkehrsablauf an zwei Messquerschnitten direkt am Ende eines einstreifigen sowie am Ende des darauf folgenden zweistreifigen Abschnitts mit Hilfe der Videotechnik aufgezeichnet und analysiert [Rudel 2002].

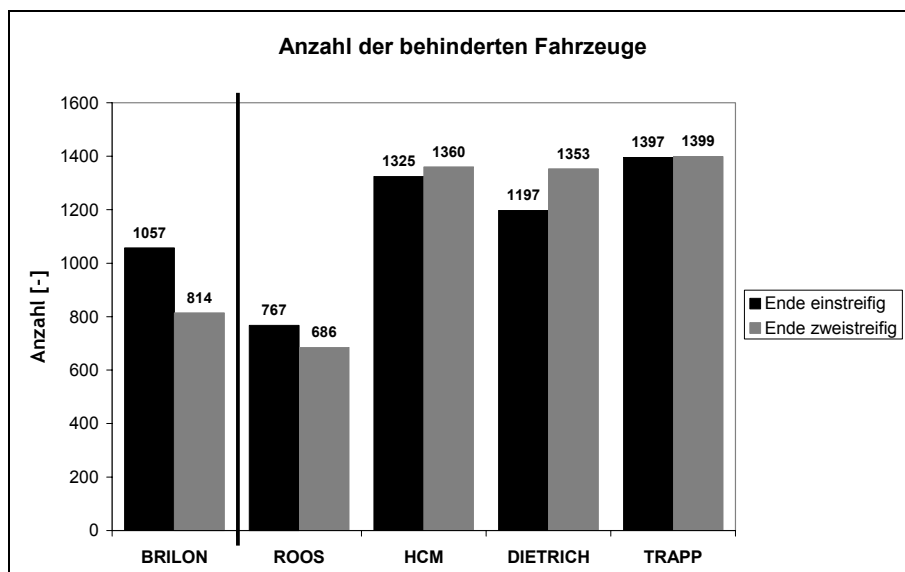


Bild 5-17: Vergleich verschiedener Ansätze zur Abgrenzung von Pulks

Dabei kamen die bereits im Kapitel 3.1.1 angesprochenen verschiedenen Ansätze zur Abgrenzung von Pulks bei der Auswertung zum Einsatz. Ein Vergleich der Ergebnisse (Bild 5-17) zeigt, dass die unterschiedlichen Werte für Bruttozeitlücken > 5 s, die zur Abgrenzung eines behinderten Fahrzeugs dienen (Modelle **HCM**, **Dietrich**, **Trapp**), zu unterschiedlichen Ergebnissen führen, die jedoch größenordnungsmäßig ähnlich sind. Auffallend ist dabei, dass die Anzahl der behinderten Fahrzeuge im Verlauf der zweistreifigen Strecke in diesen drei Modellen ansteigt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die jeweils gewählte Zeitlücke zwischen 5 und 9 s zu groß ist, um am Ende des zweistreifigen Abschnitts gerade auf den rechten Fahrstreifen gewechselte Fahrzeuge als nicht behindert abzugrenzen.

Mit der im Rahmen dieser Arbeit gewählten Definition nach **[Roos 1989]** kann über ein Kriterium mit kleineren Zeitlücken (3 s) sowie einer Nebenbedingung in Form einer begrenzenden lokalen Geschwindigkeit ($v < 90$ km/h) die erwartbare Verringerung von Pulks beschrieben werden. Dabei werden mit diesem Ansatz jeweils die wenigsten Fahrzeuge als behindert registriert. Der psychophysische Ansatz von **[Brilon 1975]** zeigt im Ergebnis ebenfalls die erwartete Abnahme von behinderten Fahrzeugen.

5.5.4 Zusammenfassung der Untersuchungen zum Pulkverhalten

Bei den Interpretationen der Ergebnisse aller durchgeführten Untersuchungen sollten insbesondere die örtlichen Gegebenheiten nicht außer Acht gelassen werden. So zeigte sich beispielsweise bei der B 33 gegenüber den anderen Untersuchungsstrecken ein niedrigeres Geschwindigkeitsniveau, möglicherweise auch resultierend aus einer Reihe von Geschwindigkeitsüberwachungen durch die Polizei in den Monaten vor der durchgeführten Erhebung. Damit einhergehend wurden die Überholmöglichkeiten im zweistreifigen Bereich nicht bis zum Ende des mittleren Fahrstreifens (einschließlich Sperrflächenüberfahrten) genutzt. Diese Umstände dienen auch als mögliche Erklärung für den nur geringen Rückgang von Pulks im Zuge der Untersuchungsstrecke.

Eine optimale Abschnittslänge beträgt nach **[Roos 1989]** ca. 1500 m, da diese Länge in den zweistreifigen Abschnitten auch bei hohen Verkehrsstärken zu einem weitestgehenden Abbau von Pulks führen kann. Dieser Abbau von Pulks ist ein erwünschter Effekt, wenn es um die subjektive Beurteilung der Verkehrsqualität geht. Es stellt sich dabei aber die Frage, in wie weit der Pulkanteil tatsächlich zur Beurteilung der Verkehrsqualität herangezogen werden kann. Die Definition des Pulks nach **[Roos 1989]** macht Einschränkungen hinsichtlich der gefahrenen Geschwindigkeiten und schließt somit schon obere Qualitätsstufen nach dem Qualitätsstufenkonzept **[HBS 2001]** aus. Des Weiteren erschwerte die Auswahl der Untersuchungsstrecken, Aussagen über den Einfluss von Abschnittslängen zu treffen. Die Spannweite der Abschnittslängen war bei ausgewählten Untersuchungsstrecken begrenzt (zwischen 1000 und 1800 m); von wenigen Ausnahmen (Abschnittslängen bis zu 3800 m) abgesehen liegen die Abschnittslängen bei allen bekannten Strecken mit 2+1-Verkehrsführung in diesem Bereich, so dass eine Untersuchung anderer Abschnittslängen mit Hilfe der Simulation nur bedingt möglich erscheint bzw. deren Notwendigkeit in Frage stellt. Zwangspunkte (z. B. Längsneigungswechsel, Knotenpunkte) bestimmen in der Praxis häufig die Festlegung der Abschnittslängen, die sich dabei natürlich auch an den Empfehlungen der Projektgruppe „Zwischenquerschnitte“ orientieren, die Längen zwischen 800 m und 2000 m als günstig ansehen **[BASt 1992]**.

In allen untersuchten Fällen konnte jeweils eine geringe Wirkung des RQ 15,5 hinsichtlich der Auflösung von Pulks bezogen auf längere Strecken mit üblicher Anordnung der Abschnitte (beginnend mit einem zweistreifigen, endend mit einem einstreifigen) nachgewiesen werden. Die zweistreifigen Abschnitte tragen dabei maßgeblich zu einer Auflösung von Pulks bei, die sich in den einstreifigen

Abschnitten, die mit Ausnahme der B 3 eine Untersuchungsstrecke beenden, allerdings wieder bilden. Insgesamt lassen sich keine eindeutigen Einflüsse festmachen, die qualitativ ein Bemessungsverfahren auf der Basis von q-v-Diagrammen unterstützen könnten.

5.6 Bestimmung von Überholraten

Die Überholrate gibt die Summe aller aktiven oder passiven Überholungen bezogen auf die Dauer eines Zeitintervalls und die Länge des betrachteten Streckenabschnitts an [FGSV 2000]. [Leutzbach, Brannolte, Baumann 1989] führten Messungen durch, aus denen für unterschiedliche Fahrstreifenbreiten Überholraten-Verkehrsstärken-Diagramme bestimmt wurden. Dabei wurde eine Unterscheidung zwischen Messintervallen mit langsamen Fahrzeugen und ohne langsame Fahrzeuge getroffen. Es ergab sich ein sprunghaftes Ansteigen der Überholraten beim Auftreten von langsamen Fahrzeugen. Diese Untersuchung diente damals dazu, den Einfluss langsamer Fahrzeuge für den Nachweis der Verkehrsqualität nach [RAS-Q 1996] zu quantifizieren.

Mit Hilfe der vorhandenen Videoaufnahmen sollten auch in der vorliegenden Arbeit Aussagen über die Überholraten auf Querschnitten mit 2+1-Verkehrsführung getroffen werden. Dazu wurden für alle Untersuchungsstrecken die Fahrzeuge hinsichtlich der Reihenfolge ihres Eintreffens am Einfahrquerschnitt sowie am Ausfahrquerschnitt ausgewertet. Es wurden nur die aktiven Überholungen (ein Fahrzeug überholt selbst ein oder mehrere andere Fahrzeuge) registriert.

Der Verkehrsablauf auf einem RQ 15,5 ist durch Abschnitte charakterisiert, in denen Überholen erlaubt (uneingeschränktes Überholen ohne Beachtung des Gegenverkehrs im zweistreifigen Bereich – Längenanteil ca. 50%) bzw. untersagt (in den einstreifigen Abschnitten – Längenanteil ebenfalls ca. 50%) ist. Wenn man die Überholrate auf die gesamte Länge der jeweiligen Untersuchungsstrecke bezieht, können die im Folgenden dargestellten Ergebnisse auch mit früheren Messungen verglichen werden.

In Bild 5-18 sind für die einzelnen Untersuchungsstrecken die realisierten Überholraten für eine Fahrtrichtung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke zu erkennen. Diese Werte wurden analog zu den empirisch bestimmten q-v-Diagrammen aus 5-Minuten-Intervallen ermittelt. Weiterhin sind den Diagrammen Überholrate-Verkehrsstärke-Relationen für Vergleichsquerschnitte (b2, b2s b2ü – alte Bezeichnungen nach RAS-Q 1982) aus dem Projekt von [Leutzbach, Brannolte, Baumann 1989] angegeben. Diese wurden aus Vergleichsgründen ebenfalls fahrtrichtungsbezogen angegeben und beinhalten nur Intervalle ohne langsame Fahrzeuge. Da es sich bei den dargestellten Untersuchungsstrecken mit RQ 15,5 um Kraftfahrstraßen handelt (Ausnahme sind die B 3 und B 4) ist ein Vergleich nur mit solchen Intervallen zulässig. Für vier der sechs dargestellten Untersuchungsstrecken lassen sich klare Vorteile gegenüber zweistreifigen Querschnitten erkennen. Es wurden zum Teil deutlich höhere Überholraten schon bei geringen Verkehrsstärken erzielt.

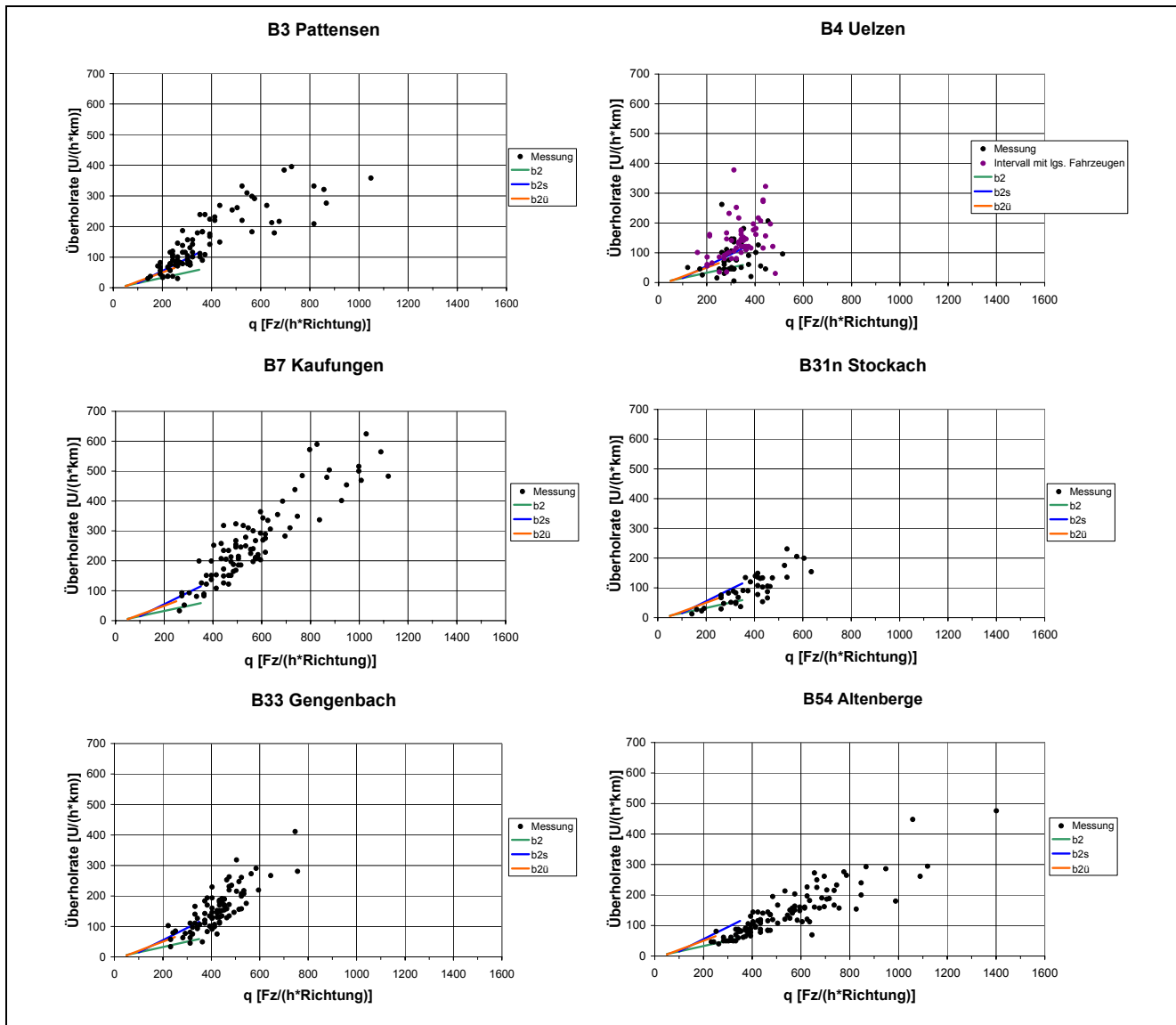


Bild 5-18: Realisierte Überholraten für die einzelnen Untersuchungsstrecken

Sehr wichtig sind in diesem Zusammenhang die Vorlaufstrecken der einzelnen Untersuchungsstrecken. Sowohl auf der B 3 als auch der B 33 geht dem Untersuchungsabschnitt ein längerer „klassischer“ Landstraßenquerschnitt voraus (vgl. Tabelle 4-4), auf dem sich Überholdruck aufbaut. Dieser baut sich auf dem anschließenden RQ 15,5 wieder ab – belegt durch vergleichsweise hohe Überholraten bei geringen Verkehrsstärken.

Ähnliches gilt auch für die B 7, der ein ca. 3 km langer RQ 15,5 vorausgeht, in dem bereits ein Teil des Überholdrucks abgebaut werden kann. Dies wird allerdings durch einen dazwischen liegenden plangleichen Knotenpunkt mit LSA kompensiert. Bei der B 7 war auch die Tendenz zu erkennen, dass mit steigenden Verkehrsstärken (bis in den Bereich um 1100 Fz/h) die Überholraten ebenfalls immer noch zunehmen – ein Indiz dafür, dass Überholungen tatsächlich weiterhin realisiert werden können.

Im Vorlauf der B 54 befindet sich ein ca. 10 km langer RQ 15,5-ähnlicher Abschnitt, auf dem sich der Überholdruck möglicherweise soweit abgebaut hat, dass sich auf der eigentlichen Untersu-

chungsstrecke die vergleichsweise niedrigen Überholraten bei geringen Verkehrsstärken einstellen. Eine weitere Besonderheit der B 54 ist, dass bereits 200 m vor Ende der zweistreifigen Bereichs das Zeichen 276 StVO (Überholverbot für Kraftfahrzeuge aller Art) aufgestellt ist. Bei allen anderen Strecken ist dieses Zeichen erst am Beginn der kritischen Sperrfläche positioniert. Auswirkungen auf das Überholverhalten wurden auf der B 54 nicht untersucht; in den Überholraten lassen sich ebenfalls keine nennenswerten Einflüsse dieser Sonderlösung feststellen.

Die B 31n nimmt bei den durchgeführten Untersuchungen aufgrund ihrer Streckencharakteristik eine Sonderstellung ein. Möglicherweise führt der erste, sehr lange zweistreifige Abschnitt ($L = 3815$ m) bei relativ geringen Verkehrsbelastungen zu einem weitgehenden Abbau des Überholdrucks, der sich in den folgenden einstreifigen Abschnitten auch aufgrund der geringen Verkehrsstärken nicht mehr aufbaut.

Die starken Streuungen bei der B 4 sind mit dem sehr hohen Anteil landwirtschaftlicher Fahrzeuge (3% aller Fahrzeuge) zu erklären. Immer wenn sich mindestens ein langsames Fahrzeug in einem 5-Minuten-Intervall befindet (in Bild 5-18 violett gekennzeichnet), kann die Überholrate gegenüber einem Intervall ohne langsames Fahrzeug deutlich ansteigen.

Vergleicht man die Strecken untereinander, lässt sich bei der B 33 und der B 7 auch ein Zusammenhang zwischen zunehmendem SV-Anteil und abnehmender Überholrate feststellen. Dies ist aus zwei Gründen logisch: Erstens befinden sich mehr Lkw auf der Strecke. Diese Fahrzeuge überholen nur selten aktiv. Zweitens ist eine größere Anzahl an längeren Lkw-Pulks anzutreffen, die bereits ab der Mitte eines zweistreifigen Abschnitts zum Überholverzicht für die Pkw führen können (zu beobachten bei der B 7). Über alle Ergebnisse betrachtet kann festgestellt werden, dass im Gegensatz zu einem RQ 9,5 oder RQ 10,5 aufkommende Überholwünsche auf einem RQ 15,5 auch bei hohen Verkehrsstärken augenscheinlich realisiert werden können.

Den prinzipielle Zusammenhang von erforderlichen und tatsächlichen Überholraten in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke auf „klassischen“ Landstraßenquerschnitten ist in Bild 5-19 links dargestellt.

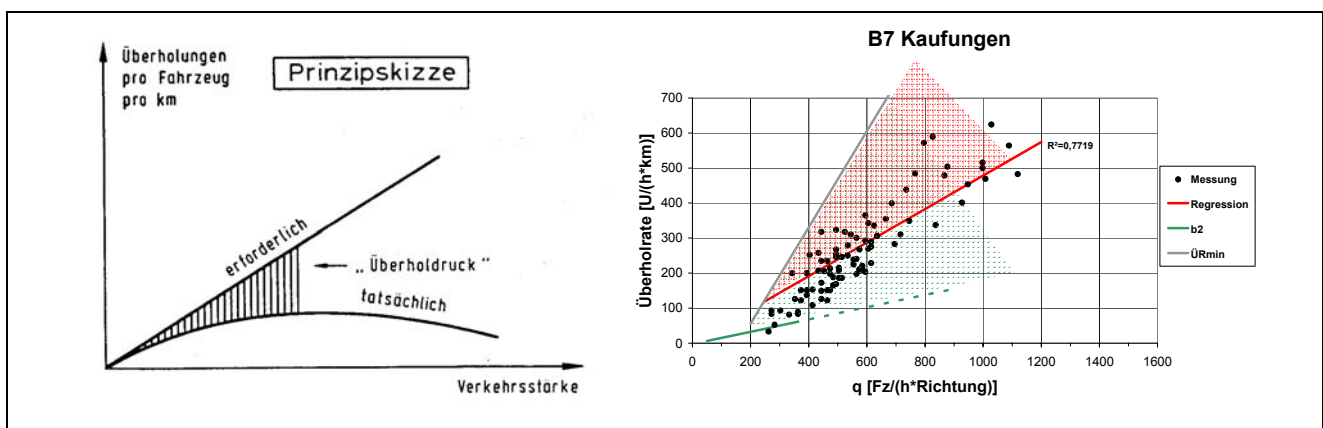


Bild 5-19: Gegenüberstellung von erforderlichen mit tatsächlichen Überholraten in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke - links: allgemein z. B. nach [Leutzbach, Brannolte 1989] und rechts: für die B7

[Leutzbach, Brannolte 1989] vergleichen dabei die erforderliche Überholrate auf einem Querschnitt b2 mit der tatsächlichen Überholrate, die mit zunehmender Verkehrsstärke nach Erreichen eines Maximums aufgrund der zunehmend kleiner werdenden Lücken im Gegenverkehr wieder absinkt. Die Differenz zwischen diesen beiden Kurven lässt sich als Maß für den Überholdruck interpretieren.

Im Bild 5-19 rechts soll dieser Aspekt am Beispiel der B 7 (der Untersuchungsstrecke mit den höchsten beobachteten Überholraten) noch einmal verdeutlicht werden. Nach **[Brilon 1976]** sind die Überholraten u. a. vom SV-Anteil abhängig. Er gibt Formeln an, wonach für einen SV-Anteil von 15% (die B7 hat sogar 20%) die erforderliche Überholrate ($\ddot{U}R_{min}$) abgeschätzt werden kann. Für die dargestellten Messwerte der Überholrate auf der B 7 wurde eine lineare Kurvenanpassung (Bestimmtheitsmaß $R^2=0,7719$) unterstellt; ferner wurden aus Vergleichszwecken die Ergebnisse des Querschnitts b2 aus der Untersuchung von **[Leutzbach, Brannolte, Baumann 1989]** dargestellt. Die „Flächen“ zwischen der erforderlichen ($\ddot{U}R_{min}$) und den beobachteten Überholraten stehen dabei für eine Umschreibung des „Überholdrucks“, der sich aufgrund nicht realisierter Überholungen aufbaut. Je kleiner der Winkel dieser Fläche ist, desto weniger Überholdruck baut sich auf. Der Vergleich der beiden im Bild 5-19 rechts dargestellten Flächen zeigt hier deutlich Vorteile zum Gunsten des RQ 15,5 (rote Fläche). Im Bereich hoher Verkehrsstärken zeigt sich bei Überholungen eine wesentliche Eigenart dieses Straßentyps in der Unabhängigkeit vom Gegenverkehr.

Zur Darstellung im Bild 5-19 rechts sind noch zwei Anmerkungen zu machen, die zur Interpretation des Diagramms notwendig sind:

1. Die erforderlichen Überholraten ($\ddot{U}R_{min}$) wurden nach **[Brilon 1976]** berechnet und unterliegen damit bestimmten Annahmen, die neben einem konkreten SV-Anteil von 15% auch bestimmte Fahrzeitverteilungen voraussetzen. Vereinfachend wird hier diese Darstellung als allgemeingültig angenommen. Auf der B 7 gilt mit 20% jedoch zum einen ein höherer SV-Anteil, zum anderen wurde auch auf die Überprüfung der Fahrzeitverteilung verzichtet. Gleiches gilt auch für die Darstellung der Gerade für den b2-Querschnitt. Insofern müssten eigentlich für jeden Querschnitt/ Straßentyp eigene erforderliche Überholraten bestimmt werden; dies würde jedoch eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse erschweren.
2. Die tatsächlichen Überholraten nehmen auf einbahnig zweistreifigen Landstraßen mit zunehmender Verkehrsstärke aufgrund des Gegenverkehrs nach dem Erreichen eines Maximums wieder ab (vgl. Bild 5-19 links). Dieser Verlauf kann bei einem RQ 15,5 aus folgenden Gründen nicht erwartet werden: Die Ermittlung der Überholraten erfolgte über die gesamte Länge der Untersuchungsstrecke und schloss dabei ein- und zweistreifige Abschnitte gleichermaßen ein. Zwar beschränken die Fahrstreifenreduktionen am Ende der zweistreifigen Abschnitte die Kapazität des Straßentyps, es trat bei den Messungen jedoch in den zweistreifigen Abschnitten (den Abschnitten, in denen überhaupt nur überholt werden

kann) in der Regel nicht die Situation auf, dass es zu stockendem Verkehr oder Stillstand von Fahrzeugen kam. Nur dann wäre auf einem RQ 15,5 ein sehr deutlicher Rückgang realisierter Überholraten zu erwarten.

5.6.1 Zusammenfassung der Untersuchungen zum Überholverhalten

Generell kann festgestellt werden, dass mit einem RQ 15,5 alle in den Messungen beobachteten Überholungen realisiert werden können und somit die Verkehrsqualität verbessert wird. Dabei ist allerdings die Überholrate wesentlich abhängig von den Überholverhältnissen auf der der Untersuchungsstrecke vorangehenden Strecke und somit als ein allgemeingültiges Qualitätskriterium für Strecken mit 2+1-Verkehrsführung ungeeignet.

5.7 Untersuchungen zum Schwerverkehr

Wie bereits in Kapitel 2 erwähnt, wurde in den bisherigen Auswertungen ein über den gesamten Beobachtungszeitraum gemittelter SV-Anteil angegeben. Es ist natürlich prinzipiell möglich, für jedes betrachtete Intervall einen eigenen SV-Anteil anzugeben. Bild 5-20 zeigt dazu am Beispiel der untersuchten Kraftfahrstraßen B 7, B 33 und B 54 je 5-Minuten-Intervall die Abhängigkeiten des SV-Anteils von der Verkehrsstärke.

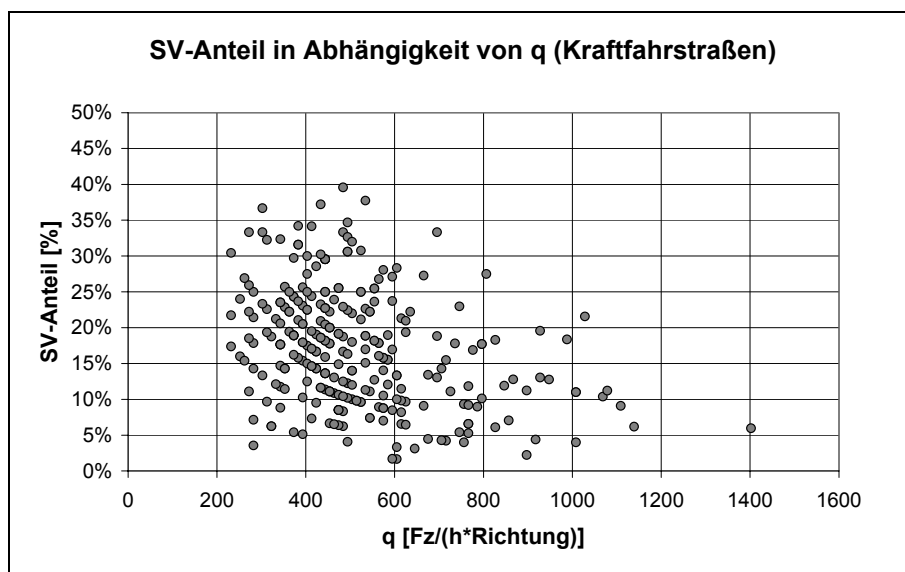


Bild 5-20: Untersuchungen zum SV-Anteil (am Beispiel der Kraftfahrstraßen)

Damit wird gezeigt, wie sich die SV-Anteile in den empirischen Messungen verteilen. Der Bereich bis 25% ist dabei am häufigsten registriert worden und kann als Begrenzung bei den Simulationen (Kapitel 7) verstanden werden. Weiterhin ist auch der bei [Ponzlet 1996] beschriebene Effekt zu beobachten, dass hohe SV-Anteile nur bei geringeren Verkehrsstärken auftreten.

Ein konkreter Zusammenhang zwischen Verkehrsstärke und SV-Anteil kann aber auf Basis der hier vorliegenden Messwerte nicht nachgewiesen werden. Unter der Voraussetzung linearer Korre-

lation ergibt sich ein Korrelationskoeffizient von $r = -0,35$, der einen schwachen linearen Zusammenhang andeutet.

5.8 Zusätzliches Datenmaterial

Da Erhebungen einerseits relativ zeit- und kostenaufwändig vor allem in der Auswertung sind, andererseits gerade in Vorbereitung einer Simulation eine breite Datenbasis zur Kalibrierung und Validierung des Modells erforderlich ist, war eine Verwendung von Daten (insbesondere von Messergebnissen) aus anderen Arbeiten, die eine thematische Ähnlichkeit besitzen, wünschenswert. Dabei traten jedoch Schwierigkeiten auf, die nur durch einen erheblichen Aufwand durch die Bearbeiter der vorangegangenen Projekte hätten gelöst werden können. In der Regel bestand das größte Problem in der Tatsache, dass die Daten aufgrund von unterschiedlichen Aufgabenstellungen nicht direkt zueinander kompatibel waren und nur durch oft umfangreiche Umrechnungen oder Interpretationen hätten nutzbar gemacht werden können. Dieser Aspekt wurde im Einzelfall geprüft.

Verglichen mit Erhebungen, die im Rahmen der Untersuchungen der BAST-Projektgruppe „Einsatz von Zwischenquerschnitten“ **[BAST 1992]** gemacht wurden, erschwerte allein die Zunahme der DTV einen direkten Vergleich erheblich. Somit wurde eine Übernahme ohne Hochrechnung der in dem Zeitraum 1989-1991 erhobenen Messdaten ausgeschlossen. Gleiches galt auch für die bereits erwähnten Untersuchungen von **[Roos 1989]** und **[Bickelhaupt 1991]**, die in die Forschungen der Projektgruppe integriert waren. Erschwerend kam schließlich hinzu, dass die zur damaligen Zeit gespeicherten Daten nur teilweise und in Form heute nicht mehr gebräuchlicher Datenträger und -formate vorlagen. Es wurden daher aus den genannten Projekten keine Daten direkt verwendet.

[Brilon, Breßler 2001] entwickelten ein richtlinientaugliches Verfahren für die Anlage von Zusatzfahrstreifen an Steigungsstrecken, das auch aufgrund des Kriteriums „Qualität des Verkehrsablaufes“ Empfehlungen für bzw. gegen eine Anordnung liefert. Integriert darin war u. a. eine mikroskopische Verkehrsflusssimulation auf Landstrassen mit und ohne Zusatzfahrstreifen mit dem Simulationsprogramm LASI (**[Brilon, Brannolte 1977]**, **[Brannolte, Holz 1983]**). Es lagen somit neben den Simulationsergebnissen für Zusatzfahrstreifen an Steigungsstrecken auch Messergebnisse von Strecken vor, die zu Kalibrierungszwecken für das bei **[Brilon, Breßler 2001]** eingesetzte Simulationsmodell verwendet wurden. Prinzipiell unterscheidet sich eine Landstraße mit Zusatzfahrstreifen im Verkehrsablauf (abgesehen von den möglichen Einflüssen aufgrund der Längsneigung) nicht vom Verkehrsablauf im zweistreifigen Bereich eines RQ 15,5. Liegt im günstigen Fall vor oder hinter dem Zusatzfahrstreifen noch ein „herkömmlicher“ Landstraßenquerschnitt mit Überholverbot, entstehen sehr starke Parallelen zu einem RQ 15,5. Daher konnten aus dem Projekt „Zusatzfahrstreifen an Steigungsstrecken“ insbesondere die Erfahrungen im Umgang mit dem Simulationsmodell beim Kalibrieren eingebracht werden (weitere Ausführungen in Kapitel 6.6.4).

6 Simulationsmodell LASI2+1

Da empirisch nur eine begrenzte Stichprobe verkehrlicher und straßenseitiger Parameter ermittelt werden konnte, sollten mit Hilfe der Simulation weitere Kombinationen aus Verkehrsstärke, SV-Anteil und Trassierungsparametern ergänzt werden. Wie bereits erwähnt bringt der Einsatz eines Simulationsmodells den Vorteil, dass eine Einflussgröße systematisch variiert und untersucht werden kann, während alle übrigen Größen konstant gehalten werden („ceteris paribus“-Bedingungen). Generell ist anzumerken, dass weder ein bereits vorhandenes Landstraßenmodell noch eines für Richtungsfahrbahnen in der Lage ist, den Verkehrsablauf auf einem RQ 15,5 exakt zu beschreiben. Bei **[Brannolte, Baselau, Dong 2004]** wurde dazu ein Modell entwickelt, das speziell auf die Anforderungen eines RQ 15,5 abgestimmt wurde und daher speziell für diesen Straßentyp mit 2+1-Führung einsetzbar ist. Die Entwicklung des Simulationsmodells LASI2+1 (Landstraßensimulation auf Strecken mit 2+1-Verkehrsführung) ist ausführlich bei **[Brannolte, Baselau, Dong 2004]** dokumentiert und nicht Schwerpunkt dieser Arbeit. Daher werden hier nur für das Verständnis dieser Arbeit notwendige Aspekte aufgegriffen.

Wesentliche Teile der Modellierung in LASI2+1 basieren auf dem psycho-physischen Ansatz von **[Wiedemann 1974]**. Dabei wird das Verkehrsgeschehen aus Sicht von Verkehrsteilnehmern betrachtet. Deren Wahrnehmung und Interaktion mit anderen Verkehrsteilnehmern werden modelliert und unter Beachtung technischer und physikalischer Aspekte sowie empirisch ermittelter Größen simuliert. Das mikroskopische Modell beschreibt das Verhalten der Verkehrsteilnehmer über ihre Wahrnehmung und Entscheidung in bestimmten Situationen. Dabei werden die so genannten Fahrer-Fahrzeug-Elemente (FFE), die durch individuelle Parameter (z. B. Beschleunigungs-/ Bremsvermögen, Wunsch- bzw. Vorgabegeschwindigkeit²) beschrieben werden, in diskreten Zeitschritten von 0,1 Sekunden jedoch unter Beachtung menschlicher Reaktionszeiten (üblicherweise werden 1 s angenommen) über die Strecke bewegt. Das Programm erlaubt die Variation aller entscheidenden Parameter zur Beschreibung des Verkehrsablaufs und verwendet Verteilungen von Vorgabegeschwindigkeiten – getrennt nach Pkw und Schwerverkehr - als ein Kriterium zur Anpassung der makroskopischen Ergebnisse aus der Simulation an die gemessenen.

6.1 Überholungen

Überholungen charakterisieren den Verkehrsablauf auf einem RQ 15,5 in den zweistreifigen Abschnitten. Für die Durchführung einer Überholung im zweistreifigen Abschnitt eines RQ 15,5 wird

² In der Literatur wird üblicherweise der Begriff „Wunschgeschwindigkeit“ verwendet. In der Simulation wird dieser Parameter im Rahmen der Kalibrierung oftmals zur Anpassung des Modells verwendet und gegenüber den Messungen, die der Ermittlung der Wunschgeschwindigkeiten dienen, korrigiert (siehe Kapitel 6.5.3). Um Doppeldeutigkeiten zu vermeiden, wird im Folgenden im Zusammenhang mit LASI2+1 von „Vorgabegeschwindigkeiten“ gesprochen.

in Analogie zum einbahnig zweistreifigen Querschnitt im Simulationsmodell eine Entscheidung in zwei Stufen (Überholwunsch und Überholentscheidung) **[Theis 1997]** durchgeführt.

Für einen Überholwunsch gelten dabei folgende Bedingungen: das direkt vorausfahrende FFE muss eingeholt sein und eine geringere Vorgabegeschwindigkeit haben. Sollte es selbst einen Überholwunsch haben (in der Realität wird dies in der Regel durch „Blinken“ angekündigt), orientiert sich das betrachtete FFE an seinem nächstvorderen FFE. Nicht betrachtet wird dabei der nachfolgende Verkehr (weder auf dem linken noch auf dem rechten Fahrstreifen). Dies wurde im Modell so festgelegt, da der Wegabschnitt, auf dem überhaupt überholt werden kann, in der Regel nicht wesentlich länger als ein Kilometer ist, und somit die FFE versuchen, „um jeden Preis“ zu überholen. Aus diesem Grund werden Rücksichtnahme auf den nachfolgenden Verkehr sowie das Vorbeilassen eines sich von hinten nähernden, möglicherweise drängelnden FFE im Modell nicht berücksichtigt. Dieses Fahrverhalten konnte auf den in das Modell einfließenden Untersuchungsstrecken beobachtet werden. Bei allen Fahrmanövern werden in der Simulation jedoch definierte Mindestabstände eingehalten, so dass es beim Ausscheren nicht zu Auffahrunfällen auf dem linken Fahrstreifen kommen kann.

Für die Entscheidung, eine Überholung zu beginnen, spielt im zweistreifigen Streckenabschnitt der entgegenkommende Verkehr keine Rolle. Stattdessen muss überprüft werden, ob die Überholung vor Ende des zweistreifigen Abschnitts abgeschlossen werden kann **[Dong 2003]**. Dabei wird davon ausgegangen, dass ein überholendes FFE während der Überholung kurzzeitig auf eine ca. 3 m/s höhere als die ihm zugewiesene Vorgabegeschwindigkeit beschleunigt. Ist das zur Überholung anstehende FFE als „nicht frei fahrend“ gekennzeichnet, wird unterstellt, dass es sich in einer Kolonne befindet (Bild 6-1 unten). Für das überholende FFE bedeutet dies, dass möglicherweise weitere Überholungen anstehen. Aus diesem Grund erfolgt dann eine zusätzliche Erhöhung der eigenen Vorgabegeschwindigkeit um weitere maximal 3 m/s. In der Regel wird ein FFE dann versuchen, alle diejenigen vor ihm fahrenden FFE zu überholen, für die es eine positive Überholentscheidung treffen kann.

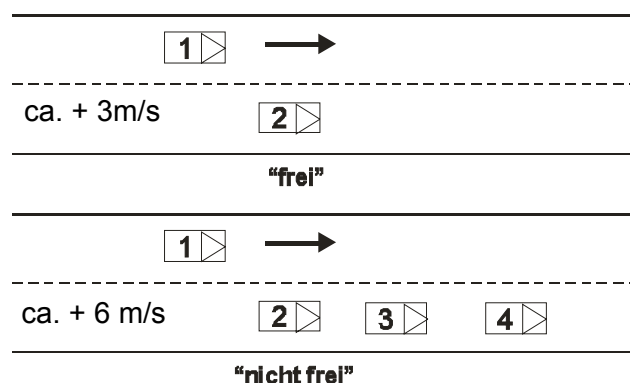


Bild 6-1: Kurzzeitige Erhöhung der Vorgabegeschwindigkeit

Dabei wird eine Überholentscheidung immer nur für das nächste vorausfahrende Fahrzeug getroffen. Beispielsweise wird eine Überholentscheidung für das FFE4 erst getroffen, wenn FFE3 über-

holt wurde. Diese kurzfristige Erhöhung der Vorgabegeschwindigkeit kann durch Messungen innerhalb der zweistreifigen Abschnitte auf der B 33 und der B 7 belegt werden. Auf diesen Strecken waren zum Zweck der Kalibrierung des Simulationsmodells Zählplatten (Typ NC 90) installiert, die als Ergebnis ein höheres Geschwindigkeitsniveau der Pkw auf dem linken Fahrstreifen zeigen (als Beispiel ist das Ergebnis der B 7 in Bild 6-2 dargestellt).

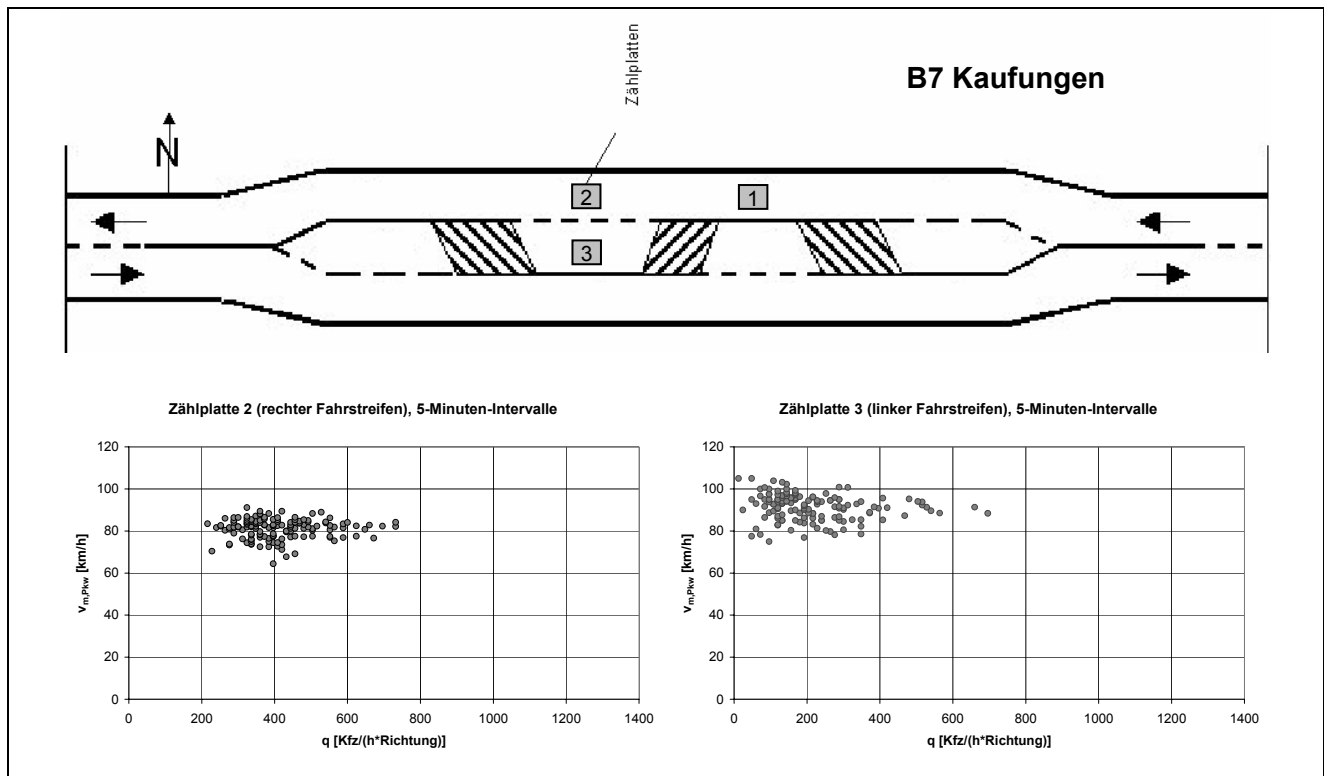


Bild 6-2: Geschwindigkeitsniveau in den zweistreifigen Abschnitten der B 7 zu Kalibrierungszwecken

Während des Überholvorgangs prüft das überholende FFE in jedem Simulationsschritt, ob die aktuelle Verkehrssituation nach wie vor die beabsichtigte Überholung erlaubt. Ist dies nicht der Fall, so wird die Überholung abgebrochen und das FFE versucht, sich in die Weglücke auf dem rechten Fahrstreifen einzuordnen, neben der es sich gerade befindet.

Ein entscheidender Aspekt im zweistreifigen Bereich ist das Finden einer Lücke auf dem rechten Fahrstreifen nach Beendigung der Überholung. Insbesondere am Ende des linken Fahrstreifens, einem Bereich, in dem alle FFE wieder auf den rechten Fahrstreifen wechseln müssen, kann es vorkommen, dass sich keine ausreichend große Lücke findet, in die das FFE einfahren kann. Für diesen Fall wurde eine Aktion des auf dem rechten Fahrstreifen nachfolgenden FFE modellmäßig berücksichtigt, um das FFE, das sich einordnen will, zu unterstützen.

6.2 Fahrstreifenwechsel

Überholungen werden durch Fahrstreifenwechsel eingeleitet bzw. abgeschlossen. Diese Fahrstreifenwechsel betragen modellbedingt zwei Sekunden und weichen damit zum Teil deutlich von empirischen Untersuchungen ab, die zwischen 2,2 s [Wu 1992], [Sparmann 1978] und 4 s [Brilon

1976] angeben. Beim Vergleich dieser Werte untereinander ist allerdings die Definition des Spurwechselbeginns und –endes zu beachten. Bei der vorliegenden Aufgabenstellung geht es in der Simulation in erster Linie jedoch darum, eine gute Validierung des Modells durch Nachbildung der empirischen Untersuchungsergebnisse zu erzielen. Dabei sind größere Spurwechselzeiten, an die die Bezugsfahrzeugpositionen der FFE untereinander gekoppelt sind, nicht zielführend. Der Wert „zwei Sekunden“ wurde aus der Literatur übernommen **[Brannolte, Bamberg, Theis 1994]** und ist dabei noch dem früher üblichen Simulationsschritt von einer Sekunde geschuldet. In der vorliegenden Arbeit wurde keine Veranlassung gesehen, diesen Wert zu verändern.

Bei der Realisierung von Fahrstreifenwechseln im Modell gelten eine Reihe von grundlegenden Bedingungen **[Brannolte 1980]**, die erfüllt sein müssen. Generell werden zwei Arten von Fahrstreifenwechseln unterschieden: Fahrstreifenwechsel nach links und Fahrstreifenwechsel nach rechts. Für die Fahrstreifenwechsel wurden im Modell LASI2+1 bestimmte Festlegungen getroffen, um ein möglichst realistisches Abbild des Fahrverhaltens auf den zweistreifigen Abschnitten eines RQ 15,5 zu erzielen.

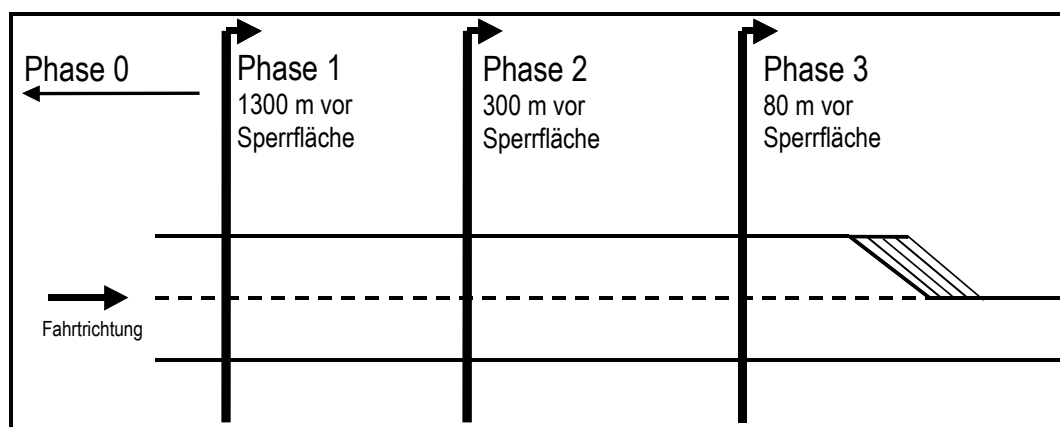


Bild 6-3: Definitionen von Phasen beim Fahrstreifenwechsel nach links

Unabhängig von der Länge der zweistreifigen Abschnitte werden diese in insgesamt vier Phasen eingeteilt (siehe Bild 6-3). In der Phase 0 gelten neben den bei **[Brannolte 1980]** definierten Kriterien keine zusätzlichen Bedingungen. Phase 1 beginnt 1300 m vor der Sperrfläche (dies bedeutet, dass bei geringeren Abschnittslängen keine Phase 0 existiert), Phase 2 300 m vor der Sperrfläche und die Phase 3 schließlich 80 m vor der Sperrfläche; in den Phasen 2 und 3 sind keine Fahrstreifenwechsel nach links mehr erlaubt. Die Festlegung der Phasengrenzen orientiert sich im Wesentlichen an der empfohlenen Beschilderung und Markierung eines RQ 15,5 nach den **[RAS-Q 1996]** sowie den **[RMS 1993]**. Je nach Länge des zweistreifigen Abschnitts befinden sich danach mindestens 400 m bzw. 200 m vor der Sperrfläche Verkehrslenkungstafeln (Zeichen 532-20, StVO), die das Ende des zweistreifigen Abschnitts ankündigen. Wie Beobachtungen zeigen, reagieren Kraftfahrer auf diese Zeichen relativ zeitig. Somit wurde der Anfang der Phase 2 300 m vor Beginn der Sperrfläche festgelegt. Zusätzlich befinden sich ab 80 m vor der Sperrfläche so genannte Richtungspfeile für endende Fahrstreifen auf der Fahrbahn. Diesem letzten Hinweis wurde der Anfang

der Phase 3 zugeordnet. Der Anfang der Phase 1 schließlich mit 1300 m vor Beginn der Sperrfläche entspricht einer durchschnittlichen, mittleren bzw. auch empfohlenen Abschnittslänge. Die Modellierung der Regelungen für Fahrstreifenwechsel sowohl nach links als auch nach rechts sind abhängig von der jeweiligen Phase definiert. Sie sind bei **[Brannolte, Basela, Dong 2004]** ausführlich dargelegt und nicht Gegenstand dieser Arbeit.

6.3 Minimaler Folgeabstand

[Wiedemann 1974] hat im Rahmen des psycho-physischen Abstandmodells eine Reihe von Wahrnehmungsschwellen (vgl. Bild 6-4) definiert, die im Laufe der Jahre aufgrund neuerer Erkenntnisse über empirische Zusammenhänge, beispielsweise dem Akzeptieren von geringeren Sicherheitsabständen in vielen Simulationsansätzen verändert wurden.

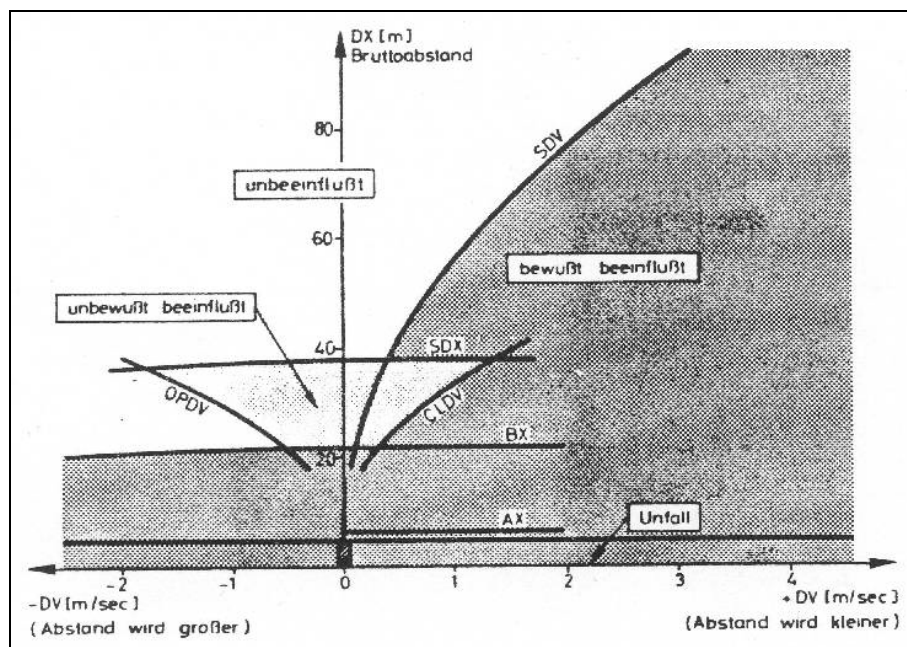


Bild 6-4: Wahrnehmungs- und Entscheidungsschwellen [Wiedemann 1974]

Für das Modell LASI2+1 wurde eine der wichtigsten Größen BX, die die Grenzen für den Folgeabstand in der Kolonne angibt, wie folgt definiert:

$$BX = 0,4 \times ((2 + S \times ZF1) \times \sqrt{v}) + AX \quad (\text{Formel 6-1})$$

mit:

S: Der Wert „S“ ist abhängig von den jeweiligen Folgesituationen der Fahrzeugtypen Pkw und Lkw und kann Werte zwischen 4 und 5,8 annehmen.

v: Geschwindigkeit des „relevanten“ Fahrzeugs in [m/s]

BX ist dabei abhängig von der Geschwindigkeit des „relevanten“ Fahrzeugs. Generell kann festgehalten werden: Wird der Abstand zwischen den Fahrzeugen kleiner ($Dv > 0$) ist die Geschwindigkeit des vorausfahrenden FFE relevant; bei zunehmendem Abstand ($Dv < 0$) die des betrachteten FFE.

Der Schwankungsbereich zwischen den einzelnen FFE wird dabei durch die Zufallsgröße ZF1 zum Ausdruck gebracht, die das Sicherheitsbedürfnis eines Fahrers beschreibt. Je größer das Sicherheitsbedürfnis, desto größer wird ZF1. Die Werte für ZF1 liegen zwischen 0 und 1 und sind (0,5/ 0,15)-normalverteilt.

AX ist ursprünglich als Bruttowegabstand im Stillstand definiert. Für die Phase 3 gilt er aber auch als absolut minimal zu akzeptierender Abstand bei Einscheren der FFE vom linken auf den rechten Fahrstreifen und wird daher hier geschwindigkeitsabhängig definiert:

$$AX = 0,1 \times v + 2 \times ZF1 + 1 + l_{Fz} \quad (\text{Formel 6-2})$$

l_{Fz} gibt dabei die Fahrzeuglänge des relevanten Fahrzeugs an. Alle weiteren wichtigen Größen bei der Abbildung des Fahrzeugfolgeverhaltens sind **[Brannolte, Baselau, Dong 2004]** zu entnehmen und nicht Gegenstand dieser Arbeit.

Das Bild 6-5 stellt den Zusammenhang zwischen BX und der Geschwindigkeit für das Modell LASI2+1 grafisch dar. Dabei sind für die normalverteilte Größe ZF1 drei Werte (zwei Randwerte, sowie der Mittelwert) angegeben. Zum Vergleich wurden zwei gängige Methoden zur Abschätzung des Abstandes zweier Fahrzeuge („2-Sekunden“-Regel und „halber Tachoabstand“) dargestellt. Es wird offensichtlich, dass durch die Festlegung von BX nach Formel 6-1 in der Simulation ein riskantes Fahren der FFE mit sehr geringen Wegabständen ermöglicht wird.

Rechnet man die Folgeabstände BX in zeitliche Abstände um (gleichförmige Bewegung), so ergeben sich für einen risikofreudigen Fahrer ($ZF1 = 0,05$) mittlere Bruttozeitlücken unter 0,5 s bei einer lokalen Geschwindigkeit von 120 km/h. Diese Werte liegen damit im Bereich der empirisch bestimmten Werte: So wurden beispielsweise auf der B 54 Bruttozeitlücken von 0,4 s bei einer lokal ermittelten Geschwindigkeit von 120 km/h registriert.

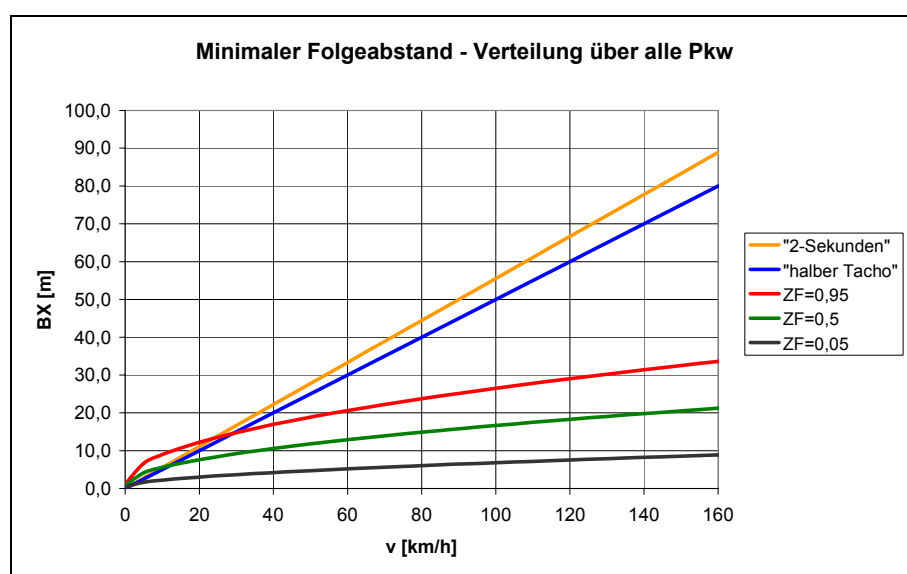


Bild 6-5: Grafische Darstellung des minimalen Folgeabstands BX im Modell LASI2+1

An dieser Stelle wird besonders deutlich, dass unterschiedliche Ansprüche an den Verkehrsablauf nur schwer miteinander vereinbar sind. Ein sicheres Abstandsverhalten der Verkehrsteilnehmer würde wesentlich geringere Kapazitäten der Verkehrsanlagen bzw. schlechtere Bewertungen der Verkehrsqualität bedeuten. Vor dem Hintergrund dieser augenscheinlichen Diskrepanz besteht die Aufgabe einer Verkehrsflusssimulation vornehmlich darin, reales Fahrverhalten nachzubilden. Dies zeigt sich hier durch die Festlegung von BX. In wie weit der Umgang mit definitiv unsicheren Zeitlücken im Modell vertretbar ist, ist eine andere Diskussion, die hier nicht vertieft werden soll.

6.4 Beschleunigungsvermögen der FFE

Im Gegensatz zu den Pkw wird bei den FFE des Schwerverkehrs davon ausgegangen, dass an Steigungen das Beschleunigungsvermögen $b_{\max}(v)$, das als abhängig von der gefahrenen Geschwindigkeit definiert ist, vollständig ausgenutzt wird. Daher lässt sich das veränderte Beschleunigungsverhalten der Schwerverfahrzeuge im Vergleich zur Ebene allein mit dem Steigungswiderstand **[Brannolte 1980]** erklären. Da auf Richtungsfahrbahnen keine Messdaten zur Ermittlung des Beschleunigungsvermögens einzelner Schwerverfahrzeuge an Steigungen > 6% bekannt waren, wurde in diesem Fall auf Erfahrungen aus dem Forschungsprojekt „Verkehrssicherheit an Steigungsstrecken“ **[Brilon, Breßler 2001]** zurückgegriffen, bei dem - allerdings für Landstraßen ohne Zusatzfahstreifen - Messwerte für Steigungen bis 8% vorlagen. Mangels Einzelfahrzeugdaten musste allerdings die Abbildung des Beschleunigungsvermögens für Fahrzeuge des Schwerverkehrs (SV) mit besonders geringer spezifischer Leistung [kW/t] an Steigungsstrecken zur Kalibrierung der SV-Geschwindigkeiten mit den im empirischen Teil der vorliegenden Arbeit ermittelten Messdaten des Verkehrsablaufes plausibilisiert werden.

Es wurde dazu ein parametrisierter linearer Ansatz für die $b_{\max}(v)$ -Kurve gewählt. Dabei sollten diese Kurven vor allem die Eigenschaft aufweisen, dass im Bereich großer Steigungen (> 6%) auch schwach motorisierte Lkw noch realistische Geschwindigkeiten erreichen können. In dem gewählten Ansatz war dabei insbesondere die Beharrungsgeschwindigkeit des Bemessungsschwerfahrzeugs nach **[HBS 2001]** zu berücksichtigen.

Entsprechend der üblichen Vorgehensweise früherer Arbeiten wurde in der Simulation eine Funktion für die maximalen $b_{\max}(v)$ -Werte und eine Funktion für die minimalen $b_{\max}(v)$ -Werte aller FFE des Schwerverkehrs festgelegt. Die tatsächliche Funktion eines speziellen SV-FFE ergibt sich daraus durch Interpolation über den normalverteilten Zufallsparameter z_k , der Werte zwischen 0 und 1 annehmen kann. z_k wird aus dem Parameter zur individuellen Beschreibung des Beschleunigungs- und Bremsvermögens des SV-FFE z_b ($0 \leq z_b \leq 1$) und dem Fraktile der Vorgabegeschwindigkeit des SV-FFE z_{vwu} aus der Vorgabegeschwindigkeitsverteilung errechnet:

$$z_k = 0,75 \cdot z_b + 0,25 \cdot z_{vwu} \quad (\text{Formel 6-3})$$

Dies bedeutet, dass ein SV-FFE mit der höchsten Vorgabegeschwindigkeit und mit einem $z_b = 1$ die höchste Maximalbeschleunigung aufweist, während ein SV-FFE mit der niedrigsten Vorgabegeschwindigkeit und einem $z_b = 0$ die geringste Maximalbeschleunigung aufweist.

Aus dem Abgleich testweise simulierter SV-Geschwindigkeiten mit den vorliegenden Messdaten für den Verkehrsablauf im Rahmen der Kalibrierung ergaben sich die folgenden Zusammenhänge zur Ermittlung der erreichbaren Beschleunigungen b in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit.

$$b_{\max}(v) = b_{\min} + z_k \cdot (b_{\max} - b_{\min}) \quad (\text{Formel 6-4})$$

Nach [Brannolte 1980] und [Brilon, Breßler 2001] berechnet sich das $b_{\max}(v)$ für die Ebene schließlich über die Formel:

$$\begin{aligned} b_{\max} &= 0,8181 + 1 - \frac{1}{15} \cdot v & \text{für } b \geq 0 \\ b_{\min} &= 0,8181 + 0,4 - \frac{0,4}{7} \cdot v \end{aligned} \quad (\text{Formel 6-5})$$

Der Steigungswiderstand im Falle von Längsneigungen $> 0\%$ wird wie folgt berücksichtigt:

$$b_{\max, \text{Steigung}}(v) = b_{\max}(v) - 9,81 \cdot \frac{P}{100} \quad (\text{Formel 6-6})$$

mit:

9,81: Gravitationskonstante [m/s^2]

P: Längsneigung der Strecke in [%]

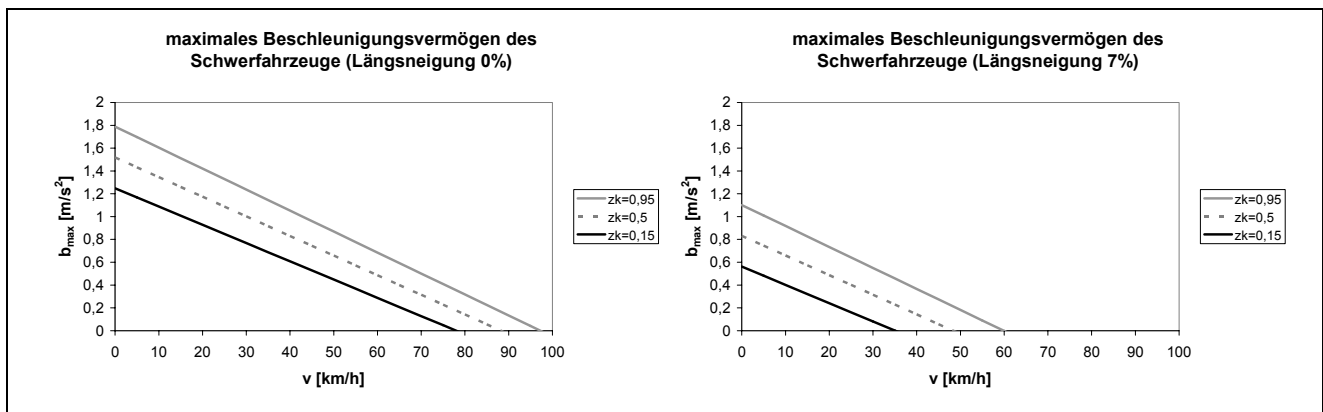


Bild 6-6: Beschleunigungsvermögen der Schwerverkehr-FFE im Modell

In Bild 6-6 links ist die $b_{\max}(v)$ -Kurve für die Ebene (berechnet nach den Formeln 6-4 und 6-5) und zum Vergleich rechts für eine Längsneigung von 7% (berechnet nach Formel 6-6) dargestellt. Der Schnittpunkt der Kurven für drei exemplarisch ausgewählte Zufallsparameter (obere Grenze; Mittelwert, sowie 15%-Wert) mit der x-Achse gibt dabei die Beharrungsgeschwindigkeit an, die sich für ein Schwerverfahrzeug bei ausreichend langer Steigung einstellt. Im Bild rechts ist zu erkennen, dass hinsichtlich der erreichbaren Geschwindigkeiten ein Schwerverfahrzeug, das zu den 15% der langsamsten Fahrzeuge in der Simulation gehört (die Beharrungsgeschwindigkeit ist vergleichbar

mit dem x-Achsen-Abschnitt im Schnittpunkt der Kurve für $z_k = 0,15$ mit der Abszisse) annähernd dem Bemessungs-Schwerfahrzeug nach **[HBS 2001]** entspricht, so dass die derzeit gültigen Regelwerke sowie aktuelle Erkenntnisse **[Brilon, Breßler 2001]** hinreichend berücksichtigt sind.

Nach den Gesetzmäßigkeiten der Fahrdynamik kann an Steigungsstrecken vereinfachend die Beschleunigung nach Formel 6-6 bestimmt werden. Durch die in dieser Formel beschriebene Abminderung der Beschleunigungen würden sich jedoch bei üblichen Steigungen keine Einflüsse auf die Geschwindigkeiten unbeeinflusst fahrender Pkw ergeben. Messungen **[Lesemann 2003]** zeigen jedoch, dass auch frei fahrende Pkw an Steigungen langsamer fahren als in der Ebene. Daraus kann gefolgert werden, dass das technisch mögliche Leistungsvermögen der Pkw im Allgemeinen nicht ausgenutzt wird, um bei auftretendem Steigungswiderstand eine in der Ebene gewählte Wunschgeschwindigkeit beizubehalten. Für das Modell wurde daher ein Rechenansatz von **[Brannolte, Holz 1983]** gewählt, mit dem die Vorgabegeschwindigkeiten der Pkw an Steigungen in Abhängigkeit vom Steigungsmaß herabgesetzt werden. Dabei wurde u. a. der Aspekt berücksichtigt, dass Geschwindigkeitsverminderungen durchaus durch das Verhalten der Fahrer bedingt sind (vgl. **[Brannolte, Baselau, Dong 2004]**).

6.5 Kalibrierungs- und Validierungsprozess

Die Kalibrierung und Validierung eines Simulationsmodells ist entscheidend für die Qualität und Aussagekraft der Ergebnisse. Sie ist ein langwieriger, iterativer Prozess, dem größte Sorgfalt gewidmet wurde. Die folgenden Ausführungen geben die durchlaufenen Schritte stark komprimiert wieder.

Für die Qualität der Simulationsergebnisse spielt die Vergleichbarkeit mit empirisch ermittelten Daten eine entscheidende Rolle. Dieser Vergleich wurde anhand der in dieser Arbeit untersuchten Strecken sowie weiterer charakteristischer Streckenabschnitte aus früheren Untersuchungen (siehe Kapitel 5.8) in Form eines Vergleichs makroskopischer Verkehrsflussparameter durchgeführt.

Die Abläufe im Straßenverkehr weisen in der Regel unterschiedliche Zustände auf, so dass Vergleiche zwischen Simulationsergebnissen und der Realität immer nur an einigen der möglichen Parameterkombinationen durchgeführt werden können. Da der mikroskopischen Simulation von Verkehrsabläufen in der Regel auch stochastische Annahmen zugrunde liegen, müssen diese Vergleiche statistisch abgesichert werden. Nach erfolgreich durchgeführten Tests besteht aber dennoch keine absolute Sicherheit über die Gültigkeit der Simulationsergebnisse. Daher können lediglich Wahrscheinlichkeitsaussagen über die Validität des Modells gemacht werden.

In dieser Arbeit sollen nach Möglichkeit mit Hilfe der Simulation Extrapolationen vorgenommen werden; d. h. es werden Systemzustände untersucht, die außerhalb des empirisch beobachtbaren Intervalls von Messwerten liegen und in der Realität nicht bzw. nur sehr selten angetroffen werden

bzw. messtechnisch nur mit einem unvertretbar hohem Aufwand erfasst werden könnten. In solchen Fällen sind die Simulationsergebnisse hinsichtlich ihrer Aussagefähigkeit zu untersuchen.

Aufgrund des Messaufbaus konnte zur Prozedur der „Fahrstreifenwechsellvorgänge“ keine exakte Erfassung von Eingangsdaten erfolgen. Daher musste ausgehend von plausiblen Vorstellungen über die zugrunde liegenden Verhaltensweisen der einzelnen Verkehrsteilnehmer eine iterative Angleichung des Modells an die Realität über messbare makroskopische Kenngrößen vorgenommen werden. Dieser zeitaufwändige Prozess der Validierung erfolgte durch schrittweise Änderung von Modellkomponenten. Der Einsatz und Zuschnitt des Simulationsmodells bezieht sich auf die Ermittlung von Reisegeschwindigkeiten, so dass eine direkte Koppelung mit den empirisch erhobenen Daten möglich war.

6.5.1 Entwurf der Simulationsstrecken für die Validierung

Im Rahmen der Validierung sollen sowohl die streckenbezogenen als auch die während der Erhebung angetroffenen verkehrlichen Parameter möglichst zutreffend nachgebildet werden. Um dabei vergleichbare Ergebnisse zu erzielen, wurde der an den Messstrecken bestimmbare mittlere SV-Anteil sowie die exakten Längsneigungen und Abschnittslängen in das Simulationsmodell eingegeben. Die Messstrecken wurden dabei im Höhenplan so realitätsnah wie notwendig nachgebildet. Um den Aufwand bei der Definition der Simulationsstrecken in einem vertretbaren Rahmen zu halten und gleichzeitig für die eigentlichen Simulationsläufe eine systematische Vorgehensweise zu unterstützen, wurde darauf verzichtet, die Elementwechsel im Höhenplan (Kuppen und Wannen) exakt nachzuvollziehen. Dieser Aufwand hätte nicht zu einer signifikanten Verbesserung der Simulationsergebnisse geführt [Brannolte 1974], [Brannolte 1980]. Stattdessen wurde beim Erreichen der Tangentenschnittpunkte aufeinander folgender Längsneigungen der jeweils nächste aktuelle Wert für die Steigung im Rechenablauf vorgegeben. Bei den eigentlichen Simulationsläufen (Kapitel 7) wurde die Längsneigung prinzipiell über die gesamte Strecke konstant gehalten, um die Auswirkungen der Gradienten auf den Verkehrsablauf zu bestimmen.

6.5.2 Bedeutung der Vor- und Nachlaufstrecken

Ein Simulationslauf wird immer für einen bestimmten Zeit-Weg-Ausschnitt durchgeführt. Die Größe dieses Ausschnittes wird wesentlich dadurch bestimmt, dass die Ergebnisse weitgehend frei von äußeren Randeinflüssen sein sollen sowie auf einer statistisch hinreichenden Datenmenge basieren müssen. Zur Vermeidung der Randeinflüsse ist es zunächst erforderlich, den betrachteten Prozess zu Beginn der Simulation in den Zustand zu versetzen, der durch die vorgegebenen verkehrlichen Parameter beschrieben wird. Dies erfolgt in der Zeit-Weg-Ebene durch das Vor- und Nachschalten einer zeitlichen Vor- und Nachlaufphase, sowie einer räumlichen Vor- und Nachlaufstrecke.

Die Vorlaufphasen dienen vornehmlich dazu, das anfangs leere System zu füllen, bis es bestimmten Stationaritätsanforderungen genügt. Dies geschieht dadurch, dass die eigentliche Aufzeichnung der Daten nach dem Durchlaufen eines Zeitabschnittes (hier fünf Minuten) nach dem Start der Simulation beginnt. Die Vorlaufstrecken dienen dazu, dass sich die eingesetzten Fahrzeuge zwischen den Eingangsquerschnitten und dem eigentlichen Untersuchungsbereich den Modellbedingungen (beispielsweise Längsneigung) anpassen können. Für die vorliegende Untersuchung wurden nach Testläufen 500 m als ausreichend angesehen. Dabei geht es vordringlich darum, modellbedingte Einflüsse auf den Verkehrsablauf möglichst gering zu halten. Längere Vorlaufstrecken hätten u. U. das Entstehen von Pulks beeinflusst.

Die Nachlaufphasen dienen dem Zweck, dass beispielsweise Fahrzeuge, die gegen Ende der Simulationsdauer erzeugt wurden, die Strecke bis zum Ende durchfahren können. Die Nachlaufstrecke ist dazu da, dass Fahrzeuge nicht einfach am Ende der Strecke „verschwinden“ und somit den sich dem Ende der Simulationsstrecke nähernden Fahrzeugen freie Verkehrszustände vorspiegeln. Diese würden dann beispielsweise entgegen den realen Zuständen auf der Strecke zum Ende hin beschleunigen. Auch hier betrugen die Nachlaufphasen fünf Minuten und die Nachlaufstrecken 500 m.

6.5.3 Bestimmung der Vorgabegeschwindigkeit

Die so genannte Wunschgeschwindigkeit wird nach **[Wiedemann 1974]** als die Geschwindigkeit bezeichnet, die ein beliebiger Fahrer mit seinem Fahrzeug auf ebener Strecke unter Berücksichtigung aller relevanten Einflussgrößen einhält (wenn er unbehindert fahren kann) oder die er anstrebt (nach Behinderung). In der Simulation wird jedes FFE eine Geschwindigkeit zugeordnet, die angibt, welche Geschwindigkeit der Fahrer fahren möchte, wenn er völlig unbeeinflusst von anderen FFE ist. Diese Geschwindigkeiten werden in LASI2+1 als *Vorgabegeschwindigkeiten* bezeichnet. Die Anpassung der Vorgabegeschwindigkeitsverteilungen stellt in der Kalibrierung ein wirksames Mittel zur Nachbildung der in der Ebene zu erwartenden simulierten Geschwindigkeiten dar. Dazu wurden zunächst für die einzelnen Messstrecken probeweise Simulationsläufe durchgeführt, die Hinweise auf mögliche Anpassungsschritte bei der Definition von Vorgabegeschwindigkeiten geben sollten (vgl. Kapitel 5.4).

Bei der Erzeugung eines FFE in der Simulation wird ihm am Streckenanfang eine zufällig ermittelte Vorgabegeschwindigkeit aus der entsprechenden Geschwindigkeitsverteilung zugewiesen. Diese Vorgabegeschwindigkeit behält das FFE, wie auch alle weiteren Eigenschaften, für die gesamte zu durchfahrende Simulationsstrecke als ihm zugewiesenen Wert konstant bei (Ausnahme sind aktive Überholungen); d. h. der Fahrer strebt an, mit dieser Geschwindigkeit zu fahren, sofern es die Verkehrs- und Steigungsverhältnisse (vgl. dazu Kapitel 6.4) zulassen. Letztlich pendelt die gefahrene Geschwindigkeit eines FFE bei unbeeinflussten Verhältnissen in einem Bereich von wenigen km/h um die ihm zugehörige Vorgabegeschwindigkeit (stochastisches Rauschen).

Nicht berücksichtigt werden die in der Realität häufig auftretenden Änderungen des Geschwindigkeitsverhaltens einzelner Fahrer im Verlauf der Strecke (z.B. eingetretener Zeitdruck durch vorangegangene Zeitverzögerungen oder weitere subjektive Einflüsse durch die Strecke, das Fahrzeug oder andere Faktoren), die den eigentlichen Fahrzeitprozess beschreiben. Diese Aspekte werden im Allgemeinen – so auch hier – nicht berücksichtigt, da sie äußerst schwierig bzw. gar nicht modellmäßig instrumentalisierbar sind. Für den Einsatz von LASI2+1 stellte sich in der Entwicklungsphase jedoch die Aufgabe, geeignete Eingabewerte für die Vorgabegeschwindigkeiten zu ermitteln, um ein wesentliches Ziel der Simulationsrechnungen, nämlich eine realitätsnahe Beschreibung der makroskopischen Zusammenhänge zwischen mittleren Pkw-Reisegeschwindigkeiten und der Verkehrsstärke auf den Untersuchungsstrecken zu erreichen.

In der Regel wurden dazu an messtechnisch günstig gelegenen Querschnitten (d.h. punktuell) so genannte „freie“ Geschwindigkeiten (vgl. Kapitel 5.4) gemessen und dann über eine Verteilungsbildung als Vorgabegeschwindigkeitsverteilung im Modell interpretiert. Dabei erfolgte die Auswahl dieses Messquerschnitts mit der Maßgabe, einen für die Strecke repräsentativen Querschnitt ausgewählt zu haben. Es ist jedoch nicht auszuschließen, dass vorangegangene Behinderungen oder Reaktionen der Fahrer auf andere Hindernisse die Messungen verfälschen können. Die Bestimmung der Geschwindigkeiten gelingt bei geringen Verkehrsbelastungen relativ sicher. Zunehmende Belastung verringert den Anteil der unbeeinflussten Fahrzeuge, wodurch Aussagen über die zugrunde liegenden Wunschgeschwindigkeiten der Fahrer immer problematischer werden. Dennoch wird in den bislang zum Einsatz gekommenen Simulationsmodellen vereinfachend von einer belastungsunabhängigen Vorgabegeschwindigkeit ausgegangen. Hinzu kommt, dass Kraftfahrer, die an einem Querschnitt einer beliebigen Untersuchungsstrecke mit der höchsten Geschwindigkeit gemessen wurden, nicht zwangsläufig auch an einem zweiten Querschnitt derselben Strecke wiederum die schnellsten sein müssen. „Aus Geschwindigkeitsprofilen ist bekannt, dass die Position innerhalb einer Geschwindigkeitsverteilung ... ständig gewechselt wird. Dies folgt vor allem aus den unterschiedlichen Eindrücken und Reaktionen der Kraftfahrer auf die ständig wechselnde Verkehrs- und Streckencharakteristik.“ **[Meewes 1993, S. 29]**.

Es dürfte offensichtlich sein, dass mit Hilfe dieser empirisch vorgegebenen lokalen Geschwindigkeitsverteilung der eigentliche Fahrzeitprozess nur unzulänglich „abgebildet“ werden kann. Die eigentliche „Notwendigkeit“ einer Simulation des Ablaufs auf der Strecke ergibt sich letztlich aus dem Umstand, dass dieser Ablauf eben nicht durch einzelne lokale Erhebungen hinreichend exakt beschrieben werden kann **[Brilon 1976]**. Dieser Umstand führte beispielsweise bei **[Brilon, Brannolte 1977]** zu dem Ansatz, dass nicht Geschwindigkeitsverteilungen, sondern Fahrzeitverteilungen in Modellen vorgegeben wurden. Aus Gründen der Praktikabilität bei empirisch vorzugebenden Werten wurde dieser Ansatz später wieder fallen gelassen.

Zum Zusammenhang zwischen lokal ermittelten Geschwindigkeitsverteilungen und Wunschgeschwindigkeitsverteilungen haben **[Wiedemann, Hubschneider 1982]** auf Basis umfangreicher empirischer Untersuchungen festgestellt, dass auf Autobahnen mit einer Richtgeschwindigkeit von 130 km/h näherungsweise die definierte Vorgabegeschwindigkeit je nach Untersuchungsstrecke 2 - 14 km/h über der lokal bestimmten Geschwindigkeit liegt. Auch bei der Ermittlung von q-v-Diagrammen für Landstraßen **[Brilon, Weiser 1997]** trat diese Problematik auf. So wurde beispielsweise zur Eichung des Modells für Landstraßen mit Gegenverkehr eine Verteilung lokaler Geschwindigkeiten verwendet, die auf einer Strecke mit 2+1-Verkehrsführung ermittelt wurde und deutlich „schneller“ war als die der übrigen zweistreifigen Landstraßen.

Es muss also häufig ein Abgleich zwischen der gemessenen lokalen Geschwindigkeitsverteilung, den eigentlichen Wunschgeschwindigkeiten und schließlich den Vorgabegeschwindigkeiten auf andere Weise hergestellt werden – hier erfolgte das über einen Korrekturansatz. Dazu wurden die empirisch ermittelten Geschwindigkeitsverteilungen im Kalibrierungsprozess in geeigneter Weise modifiziert; d. h. die Werte wurden angehoben, um sie in dieser Form als Vorgabewerte zu verwenden.

In der aktuellen Untersuchung zeigte sich, dass bei einer Verschiebung der Verteilungen für Pkw um + 15 km/h und für Lkw um + 9 km/h die Validierung des Modells anhand empirischer Ergebnisse (vgl. Kapitel 6.6) am besten erfolgen konnte, so dass nunmehr die dargestellten Verteilungen (Bild 6-7) zum Einsatz kamen.

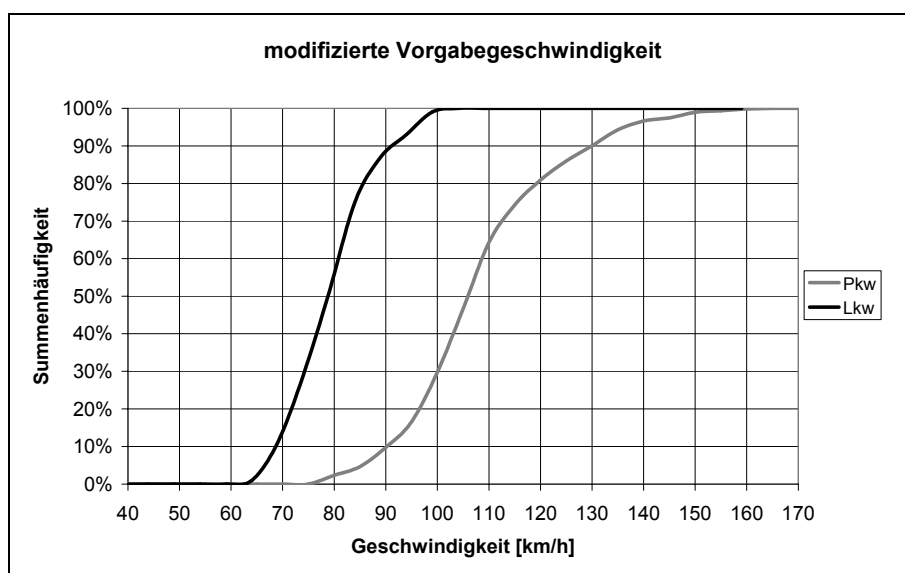


Bild 6-7: Grafische Darstellung der bei LASI2+1 verwendeten Vorgabegeschwindigkeitsverteilungen

Die Einteilung der Geschwindigkeiten erfolgte nach DIN 55302, Blatt 1 in Klassen mit einer Breite von 5 km/h; die dargestellten Werte geben dabei den Klassenmittelpunkt an.

Der skizzierte Korrekturansatz soll neben dem Verweis auf vergangene Untersuchungen zusätzlich plausibilisiert werden. Ein theoretisches Problem stellt sich bei der Bestimmung von Wunschge-

geschwindigkeitsverteilungen generell dergestalt, ob die Auswertung der Geschwindigkeiten frei fahrender Fahrzeuge überhaupt eine geeignete Methode darstellt (vgl. [Jacobs 1970]). Da sich unter den frei fahrenden Fahrzeugen, die über ihre Frontzeitlücke definiert sind, eine große Anzahl an Pulkführern befindet, kann davon ausgegangen werden, dass bei dieser Methode die langsamen Fahrzeuge systematisch stärker berücksichtigt werden. Dieser Aspekt soll am Beispiel von Bild 6-8 erläutert werden. Dabei wurden bei der Bestimmung einer Vorgabegeschwindigkeitsverteilung aus den lokalen Messwerten für Pkw und Lkw an der B 54 unterschiedliche Ansätze eingebracht.

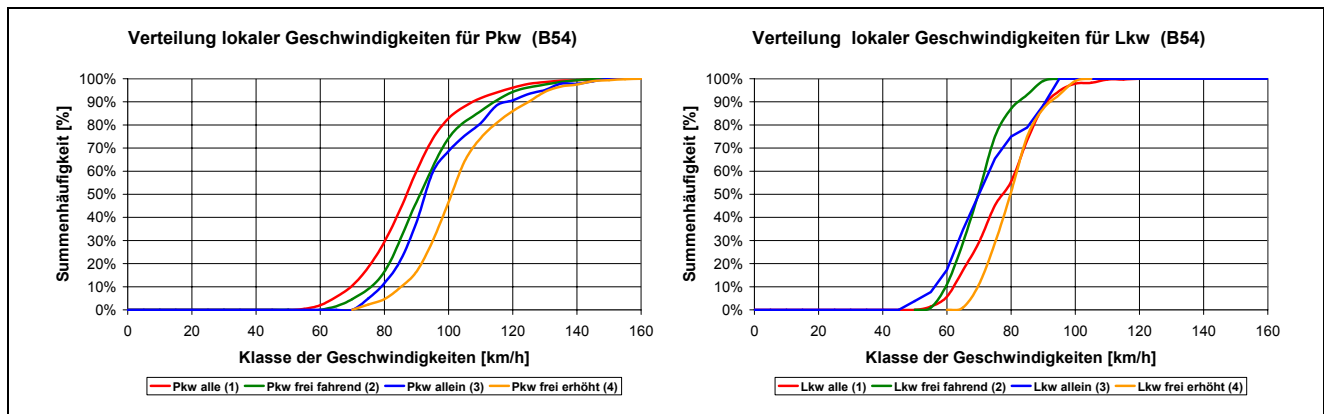


Bild 6-8: Ansätze zur Bestimmung der Vorgabegeschwindigkeit

Verglichen wurden insgesamt vier Fälle von Verteilungen jeweils getrennt nach Pkw und Lkw (siehe Bild 6-8) : unter Berücksichtigung (1) aller Fahrzeuge, (2) aller frei fahrenden Fahrzeuge (Frontzeitlücke > 8s), (3) aller allein fahrenden Fahrzeuge (Frontzeitlücke > 8s, Heckzeitlücke > 5s), und (4) zum Vergleich die Verteilung der definierten Vorgabegeschwindigkeit (entspricht Fall (2) um 15 km/h für Pkw bzw. 9 km/h für Lkw erhöht).

Bezüglich der Lkw werden bei den Fällen 2 und 3 augenscheinlich systematisch die langsamsten Lkw (nämlich im Fall 2 die Pulkführer und im Fall 3 die Lkw, die im Bereich des Messquerschnitts des zweistreifigen Abschnitts gerade überholt werden) betrachtet. Dabei stellt die Gruppe der allein fahrenden Lkw (Fall 3) eine Untergruppe der frei fahrenden (Fall 2) dar. Für die Untersuchung bedeutender ist allerdings ein Vergleich der Verteilung für alle Lkw (Fall 1) mit der erhöhten Verteilung (Fall 4). Gerade im Bereich der höheren Geschwindigkeiten entsprechen die beiden Verteilungen nahezu einander. Auch der Kolmogoroff-Smirnoff-Test auf einem Signifikanz-Niveau von 0,01 zeigt, dass die beiden Verteilungen nicht signifikant voneinander verschieden sind. Die maximale Differenz D ist mit 0,182 kleiner als der zulässige Wert von 0,190. Ein entsprechend anderes Fahrzeugkollektiv als Datenbasis führt bei der Bestimmung von Vorgabegeschwindigkeiten für Lkw also dazu, den vorgenommenen Korrekturansatz plausibel erläutern zu können. Für Pkw kann ein solches Ergebnis nicht formuliert werden.

Obwohl in der Realität in den ein- und zweistreifigen Abschnitten unterschiedliche Niveaus der Fahrgeschwindigkeiten zu beobachten sind, wurde in der Simulation darauf verzichtet, unterschiedlichen Vorgabegeschwindigkeitsverteilungen vorzugeben. In der Phase der Modellentwick-

lung hatte sich gezeigt, dass es für das Simulationsmodell nicht von Bedeutung ist, ob für die ein- und zweistreifigen Abschnitte ggf. unterschiedliche Verteilungen angegeben werden. Es findet daher nur die Verteilung im Modell Berücksichtigung, die für die zweistreifigen Abschnitte Gültigkeit besitzt (also die „schnellere“), da Interaktionen mit einzelnen langsamen Fahrzeugen sowie mangelnde Überholmöglichkeiten in den einstreifigen Abschnitten die Fahrgeschwindigkeiten mit zunehmender Verkehrsstärke reduzieren.

Eine Erhöhung von Vorgabegeschwindigkeiten ist im Modell LASI2+1 aufgrund der technischen Randbedingungen der FFE ab einer gewissen Grenze unwirksam. Nach Bild 6-6 beispielsweise liegt die Beharrungsgeschwindigkeit der schnellsten Lkw in der Ebene bei 100 km/h. Diese technische Grenze kann auch bei höheren Vorgabegeschwindigkeiten von den SV-FFE nicht überschritten werden.

6.5.4 Geschwindigkeitsverhalten auf Gefällestrrecken

Nach Formel 6-6 (Kapitel 6.4) berechnet sich das maximale Beschleunigungsvermögen (b_{\max}) der FFE durch die Subtraktion eines Terms, der den Grad der Längsneigung berücksichtigt. Für Steigungen bedeutet dies, dass b_{\max} mit zunehmender Steigung kleiner wird. Für Gefällestrrecken würde dies bedeuten, dass b_{\max} mit zunehmendem Gefälle immer größer und somit die FFE schneller würden. Dies deckt sich jedoch nicht mit den in der Literatur festgestellten Ergebnissen. In Abstimmung insbesondere mit den Ergebnissen aus [Lesemann 2003] und früheren Untersuchungen ([Köppel, Bock 1979], [Buck 1992]) werden daher den Gefällestrrecken äquivalente Steigungsstrrecken zugeordnet, um auch im Modell LASI2+1 die prinzipiellen, von der Unterscheidung zwischen Pkw und Lkw unabhängigen Ergebnisse zu berücksichtigen. Damit ergeben sich die in Tabelle 6-1 angegebenen äquivalenten Steigungsmaße für Gefällestrrecken.

Reales Gefälle	Äquivalentes Steigungsmaß in LASI2+1
0%	0%
-1%	-1%
-2%	-2%
-3%	0%
-4%	1%
-5%	2%
-6%	3%
-7%	4%
-8%	5%

Tabelle 6-1: Äquivalente Steigungsmaße in LASI2+1

Die Zwischenwerte werden dabei interpoliert. Über Formel 6-5 sind erreichbare Geschwindigkeiten und maximales Beschleunigungsvermögen miteinander verknüpft. Somit ist gewährleistet, dass die

Fahrzeuge mit zunehmendem Gefälle auch in der Simulation gegenüber einer ebenen Strecke langsamer fahren.

6.6 Validierung von LASI2+1 anhand empirischer Daten

Während bei allen hier dargestellten 5-Minuten-Intervallen, die aus Messungen resultieren, zur Ermittlung von Stundenwerten die Formel 5-1 verwendet wurde (Kapitel 5.1), wird bei der Ermittlung von Stundenwerten auf Basis von 5-Minuten-Intervallen in der Simulation die Formel 6-7 angewandt:

$$q_{60} = q_5 \times 12 \quad \text{(Formel 6-7)}$$

mit:

q_{60} : Verkehrsstärke des berechneten 60-Minutenintervalls

q_5 : Verkehrsstärke eines ermittelten 5-Minuten-Intervalls

Dabei wird unterstellt, dass in einer Simulation bei der Vorgabe einer bestimmten Verkehrsstärke keine zeitlichen Instationaritäten auftreten. Die angestellten Berechnungen nach Formel 6-7 zeigen dabei keine systematische Überschätzung der als Stundenwerte vorgegebenen Input-Verkehrsstärke; das bedeutet, dass alle mit Hilfe der Formel 6-7 hochgerechneten Werte aus 5-Minuten-Intervallen in etwa der Input-Verkehrsstärke entsprechen.

6.6.1 Bedeutung des Messquerschnitts

Im Kapitel 5.2 wurde bereits ausführlich diskutiert, dass es in der Empirie unerheblich ist, ob die Verkehrsstärke zu Beginn oder am Ende der Messstrecke erhoben wird. Für das Simulationsmodell LASI2+1 gilt dieser Sachverhalt so nicht. Hier ist immer die Verkehrsstärke, die sich am Ende der Untersuchungsstrecke einstellt, maßgebend. Dies hat folgenden Hintergrund: Simuliert man z. B. eine Verkehrsstärke von 700 Fz/(h*Richtung), so werden diese 700 Fahrzeuge im Modell erzeugt und in der Vorlaufstrecke auf die Strecke gesetzt (Input-Verkehrsstärke). Erzeugt man nun q-v-Beziehungen mit den Verkehrsstärkewerten vom Eingangsquerschnitt, so erhält man dort, da die Vorlaufstrecke mit 500 m bewusst nicht sehr lang ist (vgl. Kapitel 6.5.2), annähernd nur ein Abbild der Verkehrsstärke 700 Fz/(h*Richtung) mit unterschiedlichen (Vorgabe-)Geschwindigkeiten. Nimmt man jedoch die Verkehrsstärke am Ende der Strecke (Output-Verkehrsstärke) als Basis, so verteilen sich die Verkehrsstärken – in allen vorliegenden q-v-Diagrammen immer auf Basis von 5-Minuten-Intervallen – im speziellen Beispiel auf einen Verkehrsstärkebereich von 600 – 900 Fz/(h*Richtung). Das Durchfahren einer ausreichend langen Strecke führt dazu, dass Fahrzeuge sich räumlich und zeitlich verteilen und sich somit realistische „Schwankungen“ der Verkehrsstärke einstellen. Bei den hier angestellten vergleichenden Betrachtungen richtet sich die Input-Verkehrsstärke für die Simulation nach den mit Hilfe der Formel 5-1 errechneten Werten aus den Messungen.

6.6.2 Vergleich von Simulations- und Messergebnissen

Die folgenden Bilder zeigen für die untersuchten Strecken die Simulationsergebnisse im Vergleich zu den entsprechenden Messergebnissen jeweils getrennt nach Pkw und Lkw. Zur besseren Übersicht sind die Lage- und Höhenpläne (unmaßstäblich) beigelegt. In neun von zehn Fällen zeigen die Simulationsergebnisse sehr gute Übereinstimmungen mit den gemessenen Werten. Lediglich bei den Pkw auf der B 54 (Bild 6-13 links) ist es nicht gelungen, die Messwerte im Bereich hoher Verkehrsstärken wiederzugeben.

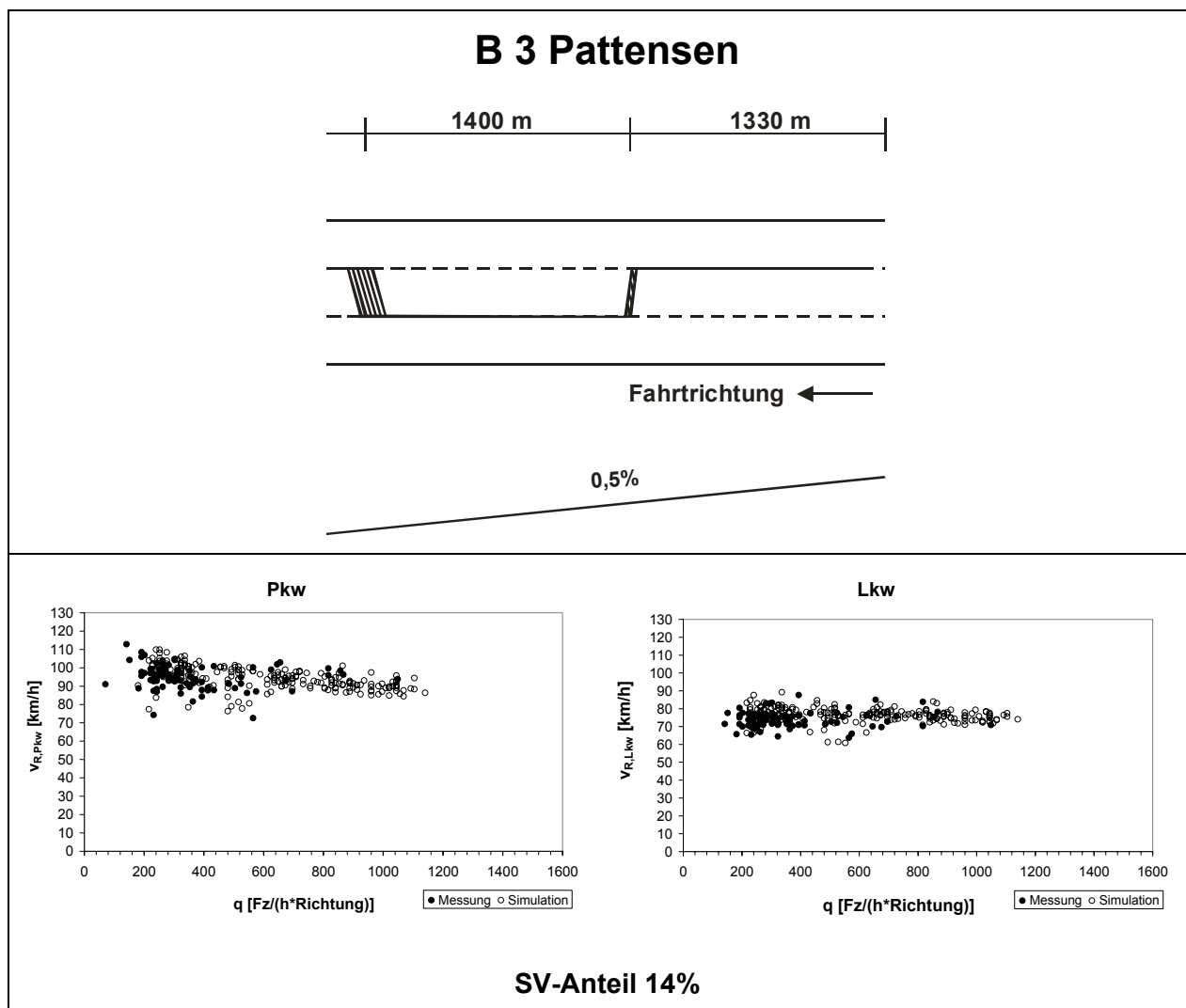


Bild 6-9: Ergebnisse der Validierung für die B3 Pattensen

Die B 3 ist für den landwirtschaftlichen Verkehr freigegeben. Das in Bild 6-9 dargestellte q-v-Diagramm beinhaltet somit im Verkehrsstärkebereich zwischen 100 und 800 Fz/(h*Richtung) einzelne Messwerte, deren mittlere Pkw-Reisegeschwindigkeit mit 70 km/h deutlich unter dem Durchschnitt liegt, da innerhalb des jeweiligen 5-Minuten-Intervalls mindestens ein langsames Fahrzeug die Pkw beeinflusst hat. In der Simulation wurde dies berücksichtigt, indem gemäß dem Anteil der langsamen Fahrzeuge von 0,3% jedem 333-ten erzeugten Fahrzeug eine Vorgabegeschwindigkeit von 40 km/h zugeordnet wurde.

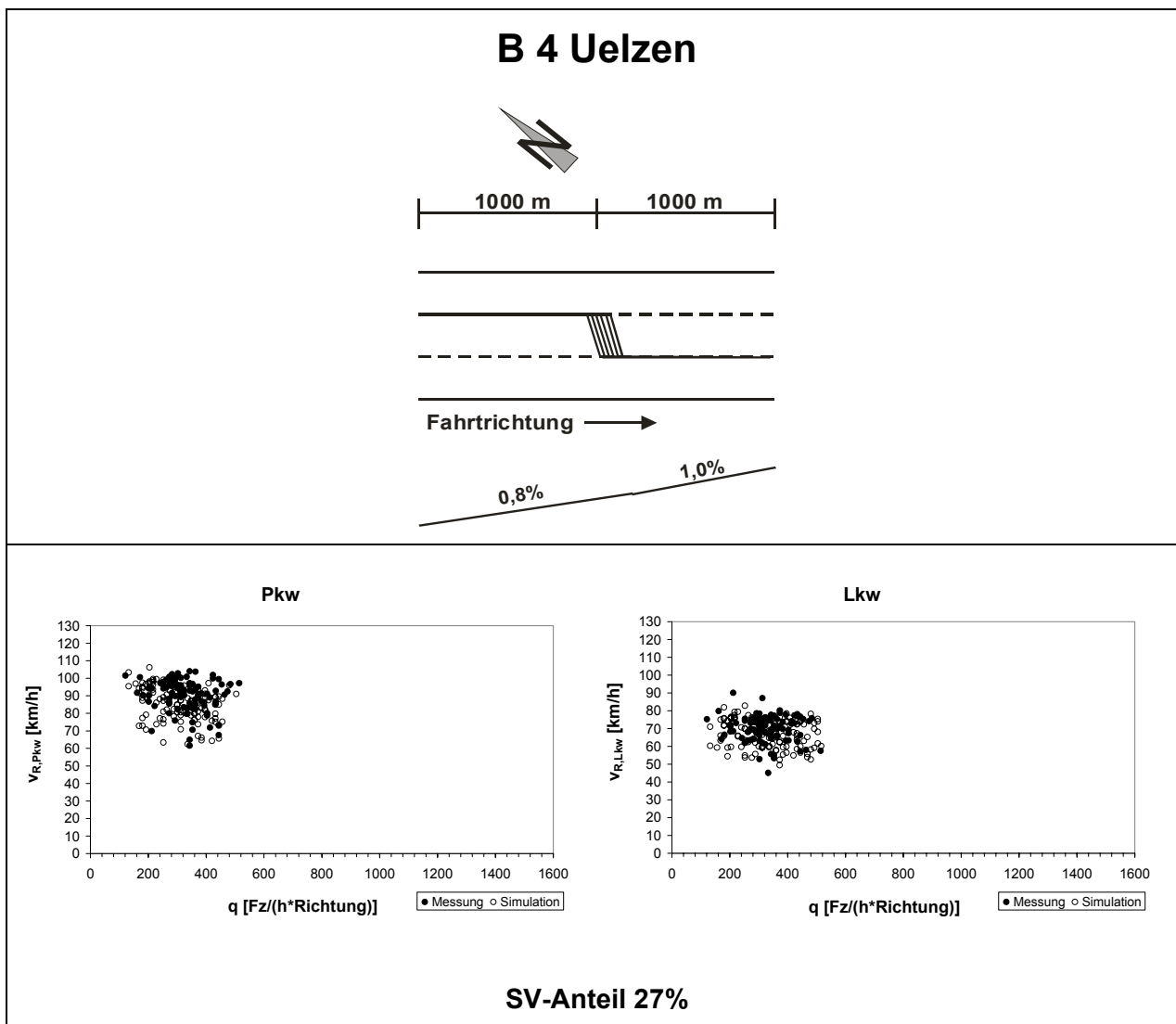


Bild 6-10: Ergebnisse der Validierung für die B4 Uelzen

Noch deutlicher wird dieser Effekt bei der B 4, die ebenfalls für landwirtschaftlichen Verkehr freigegeben ist, und bei der der Anteil langsamer Fahrzeuge 3% beträgt (Bild 6-10). Insgesamt gelang auch hier durch die Berücksichtigung langsamer Fahrzeuge entsprechend des Anteils in der Simulation eine sehr gute Übereinstimmung zwischen empirisch bestimmten und simulierten Werten.

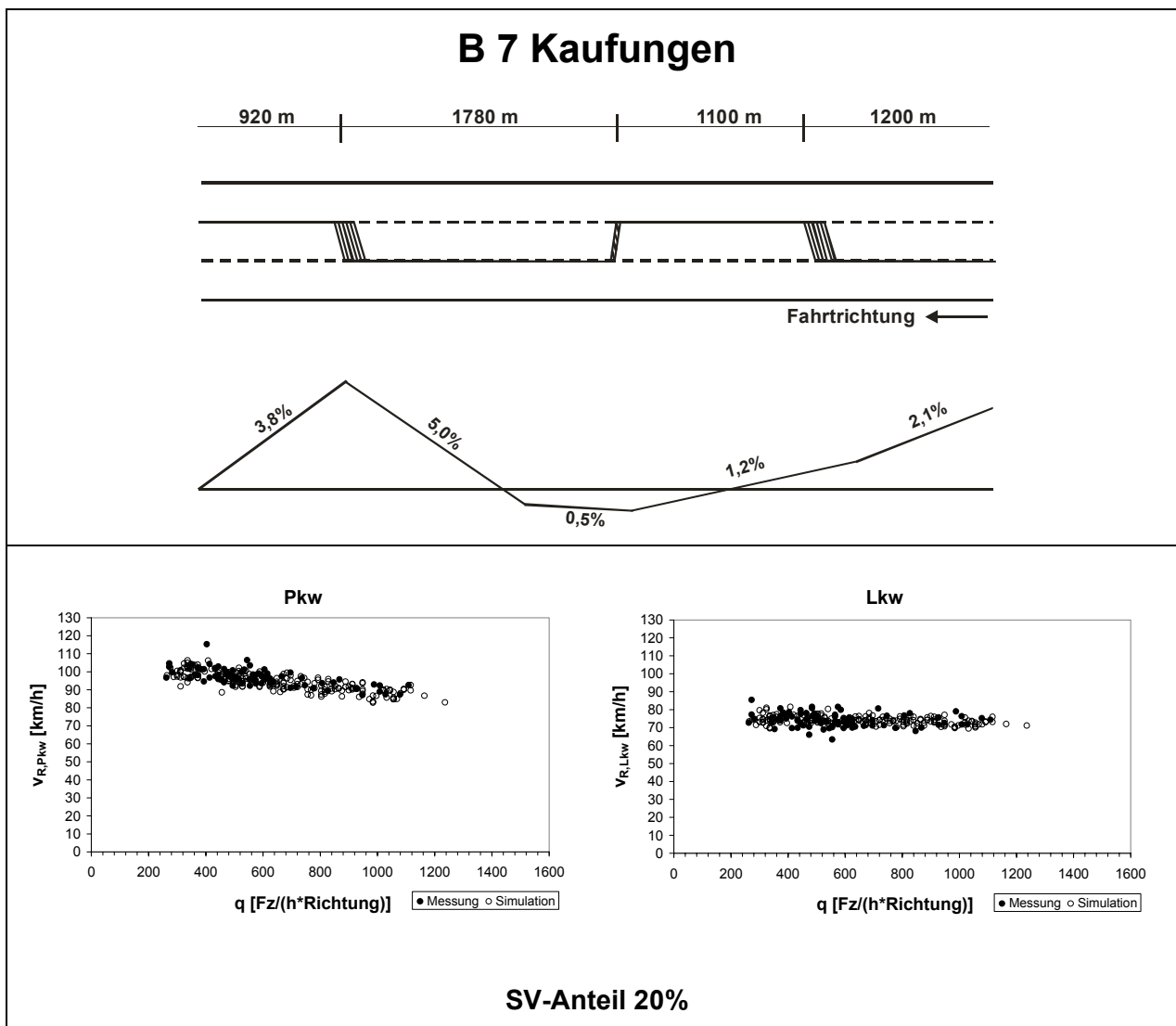


Bild 6-11: Ergebnisse der Validierung für die B7 Kaufungen

Die B 7 ist die Strecke mit dem vergleichsweise topographisch unruhigsten Gelände aller Untersuchungsstrecken. Hier können die besten Übereinstimmungen zwischen Mess- und Simulationsergebnissen sowohl für Pkw als auch für Lkw festgestellt werden. Zugleich zeigt sich, dass die in der Modellkalibrierung gefundenen Parameter auch bei hohen Belastungen realistische Ergebnisse liefern.

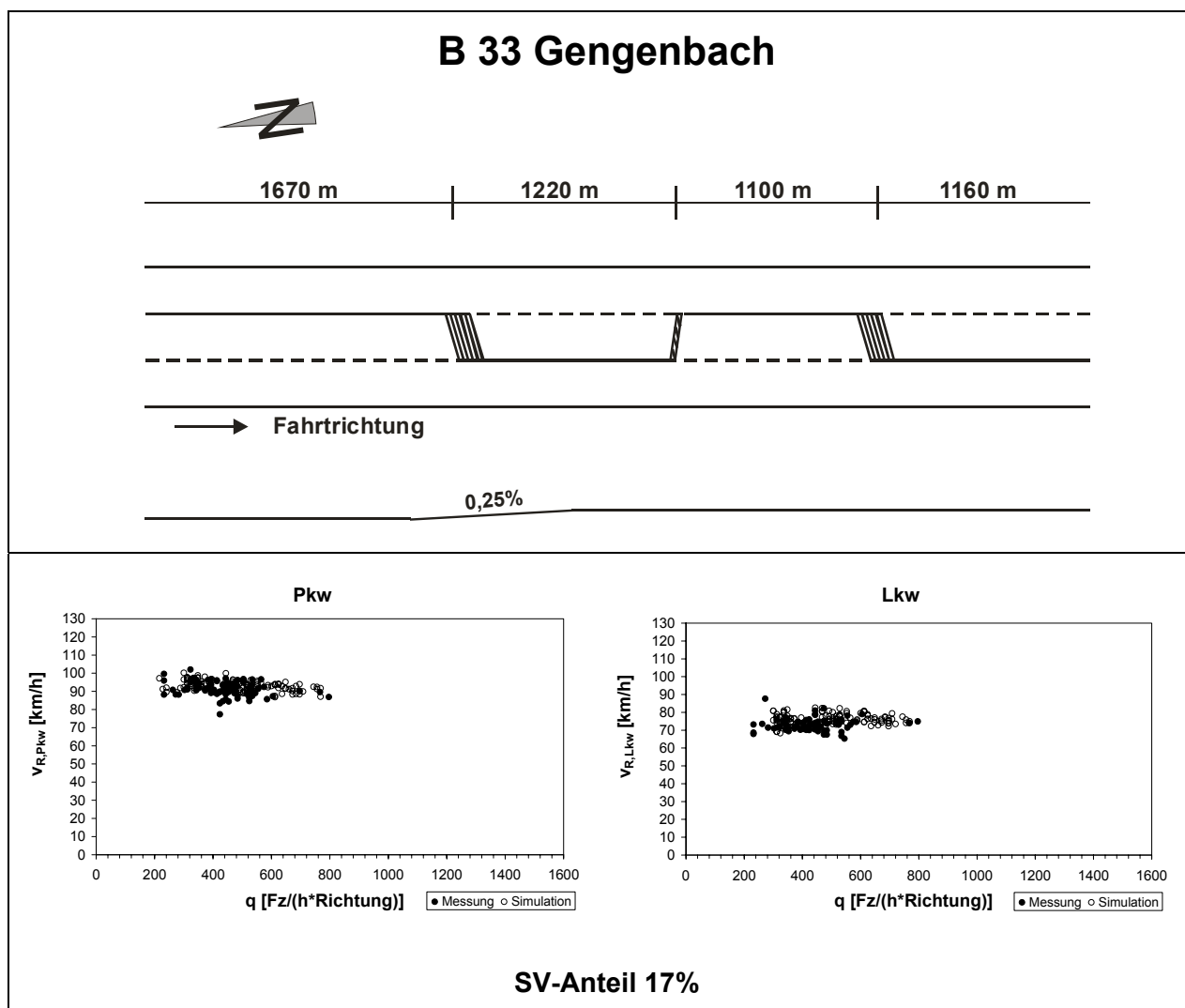


Bild 6-12: Ergebnisse der Validierung für die B33 Gengenbach

Auffällig bei der B 33 war das vergleichsweise niedrige Geschwindigkeitsniveau, welches auf verstärkte Verkehrsüberwachungen seitens der Polizei über einen längeren Zeitraum vor der Erhebung zurückgeführt werden kann. Diese für die Verkehrssicherheit durchaus zu begrüßende Maßnahme musste im Rahmen der Validierung aus simulationstechnischer Sicht allerdings korrigiert werden, da das Simulationsmodell sonst zu hohe Geschwindigkeiten produzierte. Dazu wurden aus vorhandenen Videoaufzeichnungen an insgesamt drei Messquerschnitten Verteilungen lokaler Geschwindigkeiten ermittelt und diese dann mit den dem Modell zugrunde liegenden Verteilungen für die Vorgabegeschwindigkeiten verglichen. Für die Nachbildung der B33 erwies es sich daraufhin als sinnvoll, die Modellverteilungen im Bereich hoher Geschwindigkeiten zu „kappen“. Dies wurde dadurch erreicht, dass für die gültige Geschwindigkeitsbeschränkung von 100 km/h lediglich eine Überschreitungshäufigkeit von 20% zugelassen wurde. Die Ergebnisse des Vergleichs zwischen Simulation und Messung sind im Bild 6-12 dargestellt.

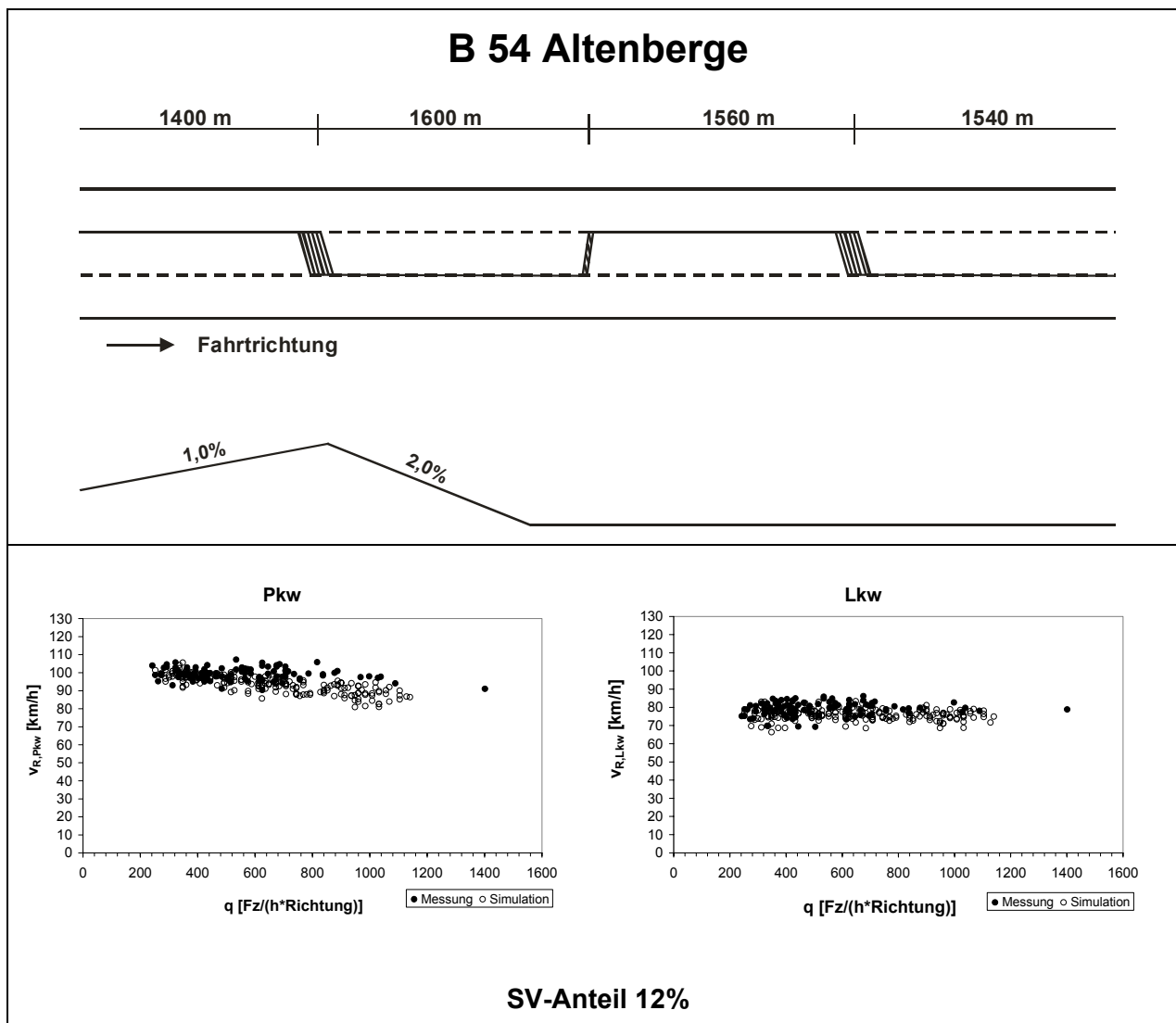


Bild 6-13: Ergebnisse der Validierung für die B54 Altenberge

Aufgrund der unterschiedlichen Punktwolken der Pkw (Bild 6-13) wurde die Messauswertung für die B 54 überprüft; die dargestellten Messwerte wurden dabei bestätigt. Daher ist davon auszugehen, dass andere, nicht im Rahmen dieser Untersuchung ermittelbare Gründe für die Ausprägung der Punktwolken (nahezu gleich bleibende Geschwindigkeiten bei zunehmender Verkehrsstärke) eine Rolle spielen. Bereits in der Vergangenheit war diese Strecke mehrfach als Untersuchungsstrecke ausgewählt worden. Dabei wurden ähnliche Phänomene festgestellt [Trapp 1991].

Auf der B 54 wurden die höchsten Geschwindigkeiten frei fahrender Fahrzeuge ermittelt, gleichzeitig auch die geringsten Bruttozeitlücken bei Geschwindigkeiten über 90 km/h im Pulk. Ferner hebt sich der analysierte Abschnitt der B 54 durch die Vorlaufstrecke (vgl. Kapitel 4.1) von den anderen Messstrecken ab, bei der zum Zeitpunkt der Messung in den zweistreifigen Abschnitten eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 120 km/h galt.

Vermutungen, dass ein unterstelltes, anderes Fahrverhalten auf dieser Vorlaufstrecke auf die untersuchte Strecke übertragen wird, war auch durch die durchgeführten Fahrzeug-Nachfahrten nicht zu bestätigen.

6.6.3 Überholraten

Für die B 33 konnte zusätzlich eine Überprüfung des Modells anhand von Überholraten erfolgen. Von wesentlicher Bedeutung für das Entstehen von Überholwünschen und das Durchführen von Überholungen auf der untersuchten Strecke ist dabei die verkehrliche und bauliche Situation auf der Vorlaufstrecke. Dem hier untersuchten Streckenabschnitt der B 33 geht in der Realität ein ca. 10 km langer Abschnitt mit einem RQ 10,5 voraus, auf dem entweder ein Überholverbot - begründet durch nicht ausreichende Sicht - angeordnet ist oder der starke Gegenverkehr kaum Überholungen zulässt. Weiterhin existieren bis auf eine Tankstelle keine weiteren Zu- und Abfahrten, so dass in der Streckenmodellierung für die Simulation vereinfachend eine 10 km lange Vorlaufstrecke mit Überholverbot angenommen wurde.

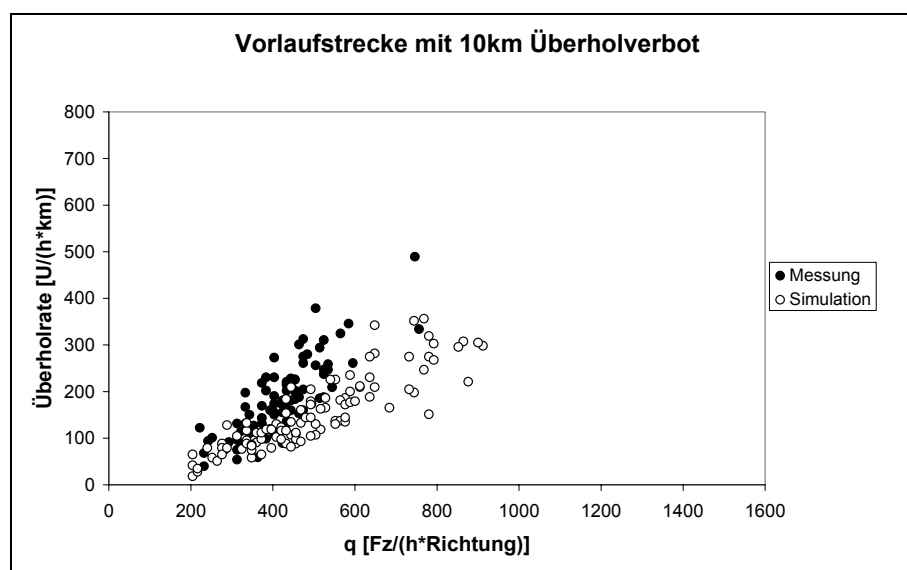


Bild 6-14: Vergleich der Überholraten aus Messung und Simulation für die B33 Gengenbach

Das Diagramm in Bild 6-14 zeigt jedoch keine gute Übereinstimmung von Messung und Simulation. Ab mittleren Verkehrsstärken (400 Fz/h) liegen die gemessenen Überholraten deutlich über den simulierten. Bei der Interpretation sind die vielfältigen Einflüsse zu berücksichtigen, die die Vorlaufstrecke entscheidend charakterisieren. Dabei kann auch das Fahrverhalten auf der Untersuchungsstrecke selbst eine Rolle spielen. Abweichend diente hier die bereits erwähnte „Kappung“ der vorgegebenen Geschwindigkeitsverteilung als Hilfskonstruktion in der Modellkalibrierung, die auch dazu führen kann, dass in der Simulation aufgrund geringerer Geschwindigkeitsdifferenzen der Fahrzeuge zueinander weniger Überholungen durchgeführt werden. Zur Überprüfung des Überholverhaltens auf den Untersuchungsstrecken wären umfangreiche Messungen auf den Vorlaufstrecken notwendig, um das Aufkommen von Überholwünschen zu analysieren. Die insgesamt sehr guten Übereinstimmungen von Simulations- und Messergebnissen (Kapitel 6.6.2) macht eine

solche Analyse im Hinblick auf ein zu entwickelndes Verfahren zur Beurteilung der Verkehrsqualität jedoch entbehrlich.

6.6.4 Validierung bei großen Längsneigungen

In Kapitel 6.4 wurde bereits dargelegt, in wie weit das Beschleunigungs- und Bremsverhalten der Lkw im Modell an die aktuelle Entwicklung der Nutzfahrzeugtechnik angepasst wurde. Zusätzlich wurde anhand von Messwerten, die bei [Brilon, Breßler 2001] erhoben wurden, das hier entwickelte Simulationsmodell LASI2+1 im Rahmen der Validierung einer Überprüfung unterzogen.

Dabei handelt es sich um Messungen von der B 500 bei Schluchsee mit einer Steigung von 8 %. Die Verkehrsbelastung ist mit 300 Fz/h in Bergaufrichtung in der Spitzenstunde als eher gering anzusehen. Das Bild 6-15 zeigt, dass mit Hilfe der vorliegenden Simulation die zum Teil weit streuenden Messergebnisse gut nachgebildet werden können.

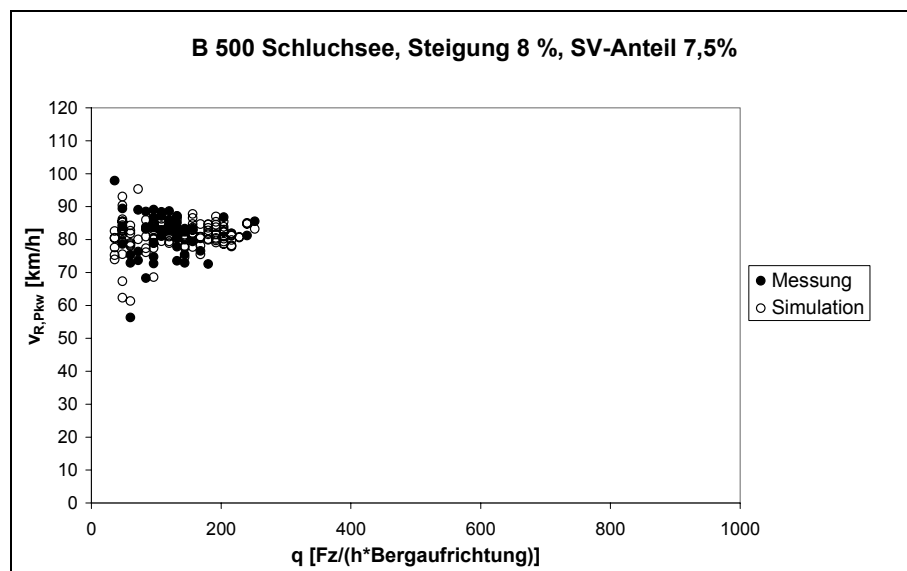


Bild 6-15: Validierung des Modells an einer Strecke mit großer Längsneigung

6.6.5 Besonderheiten bei der Validierung des Modells mit der B31n

Wie bereits erwähnt gilt für die B 31n eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 120 km/h. Erwartungsgemäß konnte eine Übereinstimmung von Simulationsergebnissen mit den Messwerten unter den gegebenen Randbedingungen nicht erfolgen; die simulierten Punktwolken waren zu „langsam“.

Daher wurden die für eine zulässige Geschwindigkeit von 100 km/h geltenden Vorgabegeschwindigkeiten des Modells für Pkw um 20 km/h erhöht, für Lkw um 10 km/h. Mit diesen angepassten Verteilungen wurden die in Bild 6-16 dargestellten Ergebnisse erzielt. Dabei lassen sich gute Übereinstimmungen feststellen.

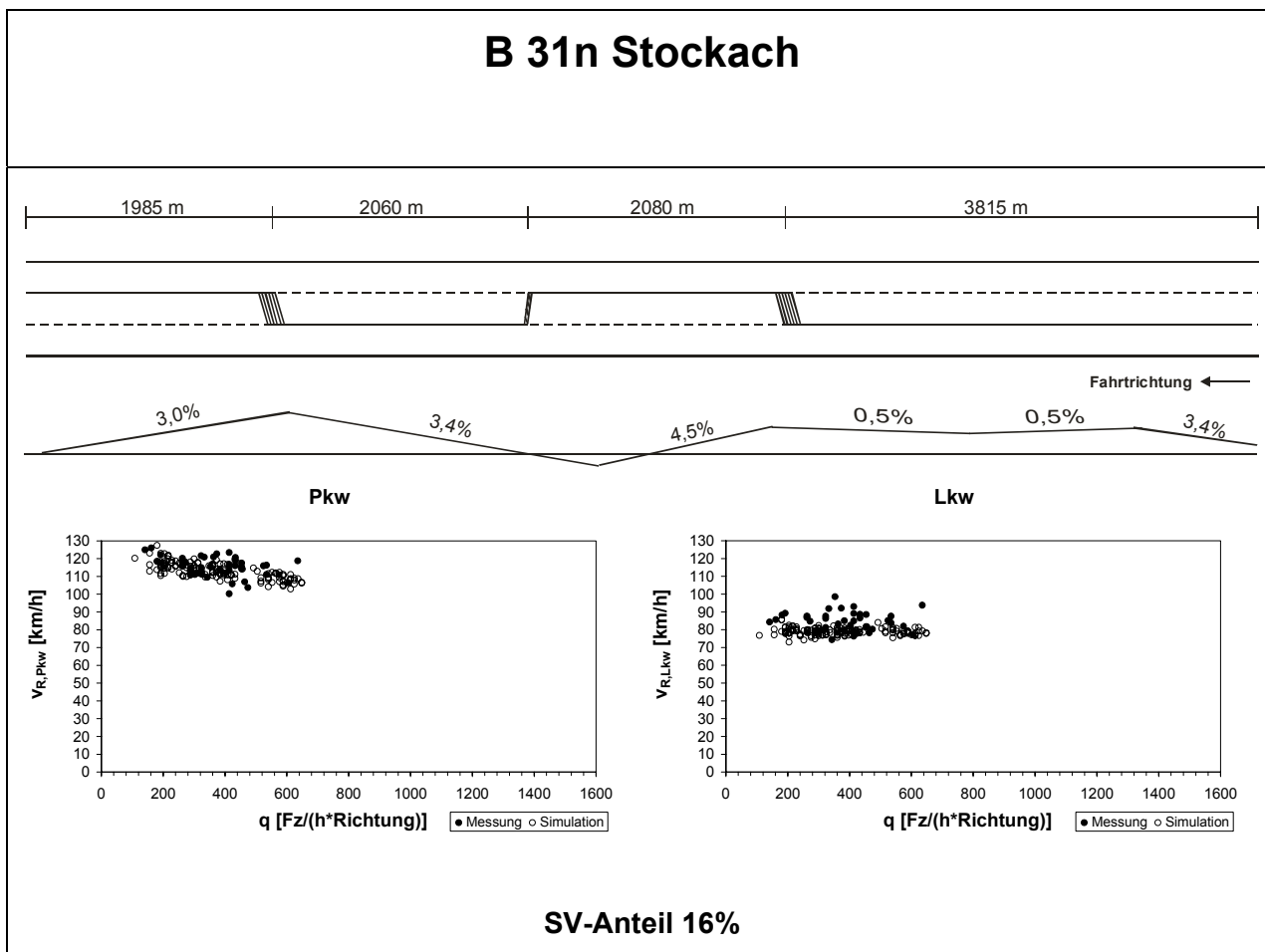


Bild 6-16: Ergebnisse der Validierung für die B31n Stockach

Lediglich im Bereich um 400 Fz/h streuen die Simulationswerte wesentlich geringer als die Messwerte. Einzelne Lkw-Intervalle in der Simulation sind in diesem Bereich langsamer als in den Messungen. Dies liegt möglicherweise daran, dass der Anteil von Fahrzeugen mit einem zulässigen Gesamtgewicht $< 7,5$ t auf dieser Untersuchungsstrecke vergleichsweise hoch ist. Diese Fahrzeuge sind tendenziell schneller als schwere Fahrzeuge.

Verallgemeinernde Aussagen aus den Ergebnissen dieser einzigen Strecke mit $v_{zul} = 120$ km/h zum Verkehrsablauf bzw. für die Simulation abzuleiten, ist nur bedingt möglich. Es wäre wünschenswert, höhere Verkehrsstärken bzw. mindestens eine weitere Strecke mit anderen topographischen Verhältnissen und kürzeren Abschnittslängen beobachten zu können. Da es in Deutschland jedoch nur diese eine, gering bis mittel belastete Strecke gibt, ist keine Ausweitung der empirischen Untersuchung möglich.

6.7 Überprüfung des Simulationsmodells in ein- und zweistreifigen Abschnitten

Zum Abschluss wurde das validierte Modell anhand von Teilabschnittsbetrachtungen zusätzlich überprüft. Dazu wurden in zwei voneinander unabhängigen Simulationsläufen jeweils nur ein ein-

streifiger bzw. ein zweistreifiger 1400 m langer Abschnitt simuliert. Die Vorlauf- und Nachlaufstrecken waren dabei einstreifig ausgebildet.

Als Vergleichsmessung diente die bereits erwähnte dreistündige Zusatzerhebung auf der B 54 bei Altenberge (Kapitel 5.5.3), da aus den übrigen Messungen für diese Analyse kein geeignetes Datenmaterial verfügbar war. In zwei Messquerschnitten wurden dabei jeweils direkt am Ende des einstreifigen bzw. zweistreifigen ebenfalls 1400 m langen Abschnitts eine lokale Geschwindigkeitserhebung mittels Videotechnik durchgeführt und ausgewertet. Diese Messquerschnitte zeichnen sich dadurch aus, dass sie im Gegensatz zu der bislang aus Gründen der Verkehrsbelastung definierten Hauptrichtung in dieser Erhebung auf der entsprechenden Gegenrichtung liegen und somit nicht mehr dem Einflussbereich der besonderen Vorlaufstrecke (vgl. Kapitel 5.1) unterliegen.

Für die Messwerte erfolgte zunächst eine Umrechnung der lokalen Pkw-Geschwindigkeiten in mittlere momentane Pkw-Geschwindigkeiten. Die mittleren Pkw-Geschwindigkeiten wurden dabei nicht arithmetisch gemittelt, sondern über die mittleren Fahrzeiten pro Zeitintervall bestimmt. Auf Basis von 5-Minuten-Intervallen erfolgte anschließend nach Formel 5-1 eine Umrechnung der Verkehrsstärken auf Stundenwerte. Diesen Wertepaaren aus Verkehrsstärke q (berechnet nach Formel 6-7) und mittlerer momentaner Geschwindigkeit \bar{v}_m wurden schließlich die Simulationsergebnisse (vgl. Bild 6-17) gegenübergestellt. Bei diesen handelt es sich um Reisegeschwindigkeiten.

Die dargestellten Ergebnisse zeigen für beide Abschnitte eine recht gute Übereinstimmung. Dabei ist zu berücksichtigen, dass hier simulierte Reisegeschwindigkeiten gemessenen, mittleren momentanen Geschwindigkeiten gegenübergestellt wurden, die nur unter der Annahme von Stationarität über Weg und Zeit innerhalb des 5-Minuten-Intervalls gleichgesetzt werden dürfen (siehe Kapitel 2.1).

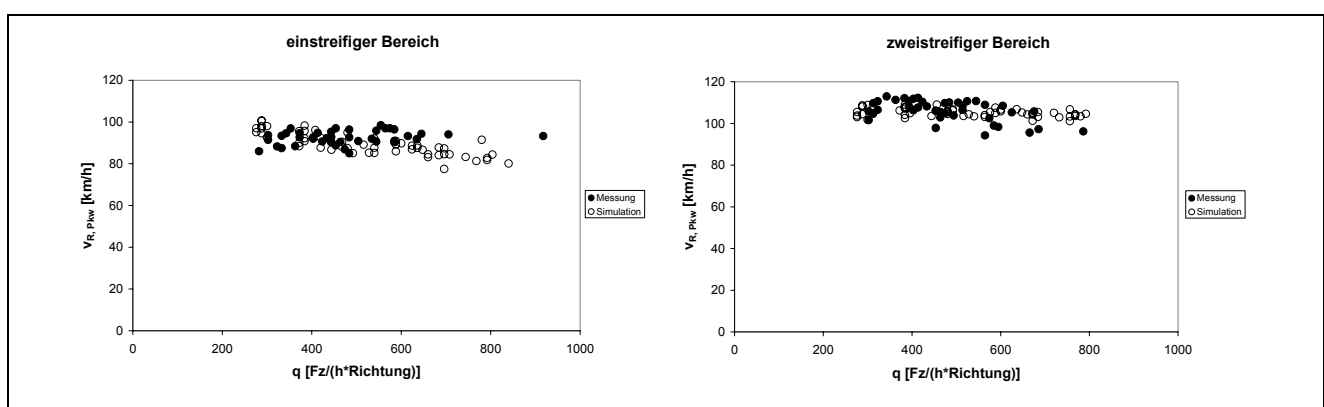


Bild 6-17: Gegenüberstellung von q-v-Diagrammen aus Mess- und Simulationsergebnissen für ein- und zweistreifige Abschnitte

Des Weiteren liegt der Messquerschnitt für den zweistreifigen Abschnitt direkt am Ende dieses Abschnitts im Reduktionsbereich von zwei auf einen Fahrstreifen. Dadurch sind möglicherweise die gegenüber der Simulation leicht geringeren Geschwindigkeitswerte bei höheren Verkehrsstärken zu erklären. Der Messquerschnitt im einstreifigen Abschnitt lag im Bereich des unkritischen

Wechsels, so dass bei einer Ermittlung der Geschwindigkeiten aus einem Videobild (quasi-lokale Beobachtung) durchaus Beschleunigungsvorgänge mitberücksichtigt wurden. Dies führt dazu, dass bei hohen Verkehrsstärken (ein Teil des Fahrzeug-Kollektivs beschleunigt bereits, um den Überholfahrstreifen zu nutzen) die Messergebnisse leicht höher sind als die Simulationsergebnisse.

7 Durchführung und Auswertung der Simulationsläufe

Nach erfolgter Validierung des Modells sollte mit Hilfe von LASI2+1 der Parameterbereich in Bezug auf Verkehrsstärken, Längsneigungen, sowie Anzahl und Längen der ein- und zweistreifigen Abschnitte systematisch erweitert werden. Dazu wurden mehrere Simulationsstrecken festgelegt, die sich in ihren Abschnittslängen der ein- und zweistreifigen Abschnitte sowie in der Anzahl der Abschnitte unterscheiden. Es wurden sowohl Strecken mit gleich langen als auch mit unterschiedlich langen Abschnitten berücksichtigt (Simulation Gesamtstrecke – vgl. Kapitel 7.2). Es zeigte sich jedoch, dass diese Vorgehensweise für die Erarbeitung eines Bemessungsverfahrens aufgrund der sich in den ein- und zweistreifigen Abschnitten unterschiedlich auswirkenden Einflussgrößen nicht zielführend war [Brannolte, Baselau, Dong 2004]. So wirkt sich beispielsweise ein 1800 m langer einstreifiger Abschnitt gegenüber einem 900 m langen Abschnitt eher geschwindigkeitsmindernd, bei einer zweistreifigen Ausbildung jedoch geschwindigkeitserhöhend aus. Ebenso nicht praxisgerecht erschien die Tatsache, dass in den einstreifigen Abschnitten die gleiche Steigung angenommen wird wie in den zweistreifigen. In der Praxis wird in der Regel so trassiert, dass die einstreifigen Abschnitte sofern möglich eher in Bereichen mit Gefälle und der Ebene bzw. geringer Steigungen liegen. In einem zweiten Schritt wurden daraufhin Simulationsläufe für ein- und zweistreifige Abschnitte getrennt durchgeführt (Simulation Teilstrecke – vgl. Kapitel 7.3).

Der Bereich unter $200 \text{ Fz}/(\text{h} \cdot \text{Richtung})$ ist nicht simuliert worden, da hierzu keine ausreichende empirische Absicherung vorlag. Erfahrungen zeigen, dass insbesondere die simulierten Geschwindigkeiten bei sehr geringer Verkehrsstärken stark streuen und prinzipiell die Verteilung der Vorgabegeschwindigkeiten abbilden.

7.1 Bestimmung der Kapazität mit Hilfe der Simulation

Bei den durchgeführten Gesamtstreckenbetrachtungen mit Hilfe der Simulation wurden für ausgewählte Kombinationen aus Längsneigung, SV-Anteil und Simulationsstrecke die Eingabeverkehrsstärken zunächst in elf Stufen vorgegeben und während des Simulationslaufes konstant gehalten.

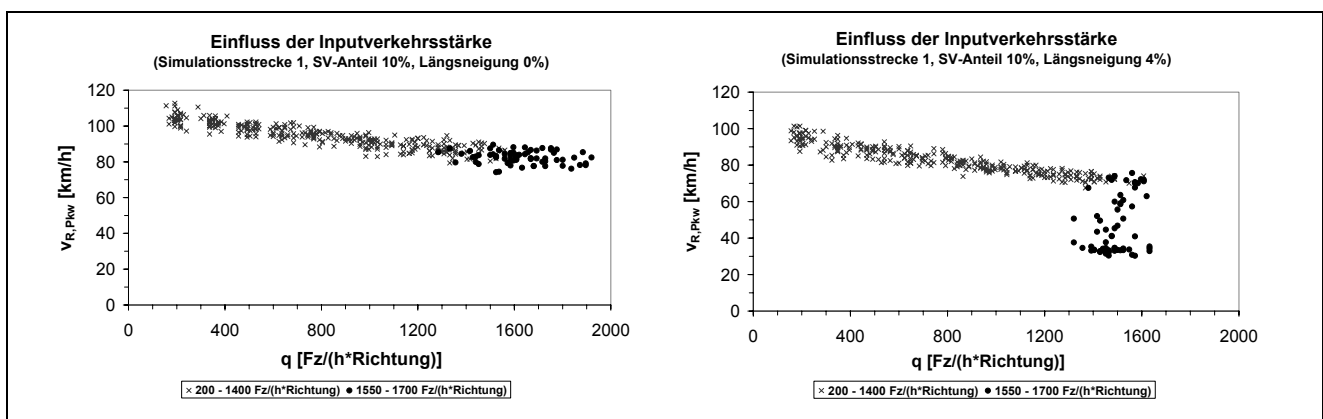


Bild 7-1: Einfluss der Steigerung der Input-Verkehrsstärke auf das Simulationsergebnis

Dabei traten insbesondere im Bereich hoher Verkehrsstärken (1550 und 1700 Fz/(h*Richtung)) bei fast allen Strecken mit Steigungen Streuungen der erreichten Reisegeschwindigkeiten auf (Bild 7-1 rechts). Als Beispiel für diese und folgende Darstellungen dient hier die konstruierte Simulationsstrecke 1, deren Lageplan dem Bild 7-2 zu entnehmen ist. Längsneigung und SV-Anteil werden bei diesen Betrachtungen ebenfalls über die gesamte Strecke konstant gehalten.

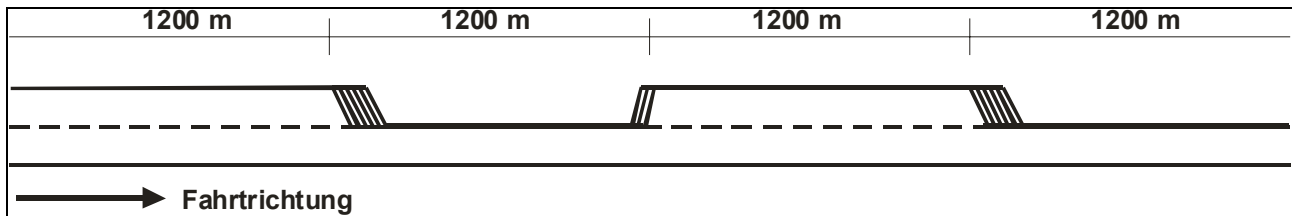


Bild 7-2: Darstellung der Simulationstrecke 1

Ferner ist zu beobachten, dass die simulierten Werte augenscheinlich einen bestimmten Wert der Verkehrsstärke nicht überschreiten. Bei einer weiteren Steigerung der vorgegebenen Verkehrsstärke (Input-Verkehrsstärke) bis auf 2000 Fz/(h*Richtung) konnte kein Anstieg der tatsächlich realisierten Verkehrsstärke (Output-Verkehrsstärke) beobachtet werden (Bild 7-3).

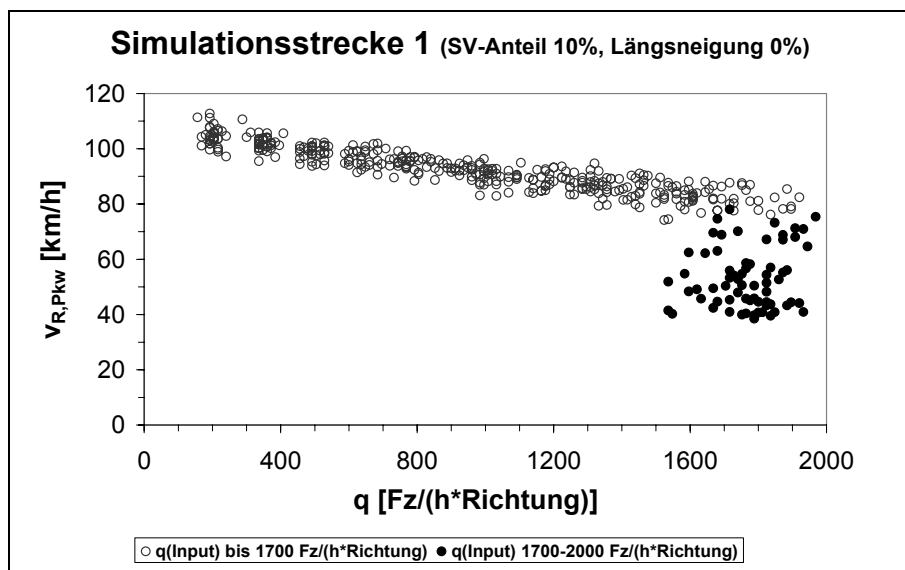


Bild 7-3: Auswirkung hoher Input-Verkehrsstärken in der Simulation

Beim Einsatz mikroskopischer Simulationsmodelle besteht normalerweise das Problem, dass auf freien Strecken ohne Störungen Stauzustände nicht abgebildet werden können. Solange ebene Strecken oder Strecken mit Gefälle bei geringem SV-Anteil simuliert werden und dabei auch in der Verkehrszusammensetzung sowie der Verkehrsmenge über die Strecke keine Änderung vorgenommen wird, tritt der für diese Simulationsstrecken bestimmende Engpass immer bereits zu Beginn der Strecken an den jeweiligen einstreifigen Einfahrquerschnitten auf. Bei sehr hohen Input-Verkehrsstärken können möglicherweise gar nicht alle Fahrzeuge in die Strecke einfahren, so dass es zu einem Rückstau in bzw. virtuell vor der Vorlaufstrecke kommt.

Um Aussagen über den Bereich des gebundenen Verkehrs mit Hilfe der mikroskopischen Simulation treffen zu können, ist es daher notwendig, „künstliche“ Stausituationen zu schaffen. Dies wurde bereits in früheren Arbeiten **[Brannolte, Schmidt, Bamberg, Theis 1990]**, **[Brilon, Weiser 1997]**, **[Brilon, Breßler 2001]** vorgenommen und dadurch erreicht, dass üblicherweise die Nachlaufstrecken mit einem Engpass in Form von Querschnittsänderungen oder Steigungswechseln versehen wurden. Die Charakteristik eines RQ 15,5 bringt es dabei mit sich, dass die oben beschriebene Engpasssituation bereits in die Simulationsstrecke „eingebaut“ ist. Das Ende jeder Simulationsstrecke beschließt ein einstreifiger Abschnitt mit Überholverbot. Sobald diese Streckencharakteristik mit Längsneigungen $\geq 2\%$ überlagert wird, treten die beschriebenen „künstlichen“ Engpässe zum Ende der Strecke auf.

Die Beobachtungsmöglichkeit gebundener Verkehre hängt ganz wesentlich zunächst von der Längsneigung einer Strecke ab. In der vorliegenden Untersuchung konnten bei allen Simulationsläufen mit Strecken ab einer Steigung von 2% unabhängig vom SV-Anteil diese Beobachtungen gemacht werden. Dabei kann es bereits aufgrund einzelner Fahrzeuge zu Rückstausituationen kommen, die am Beobachtungsquerschnitt in dargestellter Form (Bild 7-1 rechts) registriert werden.

Anders verhält es sich bei ebenen Strecken mit geringem SV-Anteil von beispielsweise 10% (siehe Bild 7-1 links). Hier entspricht auch bei hohen Verkehrsstärken bis 1700 Fz/(h*Richtung) die Input-Verkehrsstärke in etwa der Output-Verkehrsstärke. Der in Bild 7-3 dargestellte Effekt, dass auch bei ebenen Strecken bei weiterer Erhöhung der Input-Verkehrsstärke Wertepaare auftreten, die dem gebundenen Verkehr zugeordnet werden können, ist auf die zweistreifigen Abschnitte innerhalb der Simulationsstrecke zurückzuführen. Diese führen zwar nicht zu einer Erhöhung der Kapazität; sie tragen jedoch dazu bei, dass sich der Verkehrsablauf inhomogener darstellt und es insbesondere im Bereich der Fahrstreifenreduktionen von zwei auf einen Fahrstreifen zu teilweise sehr geringen Fahrgeschwindigkeiten kommt, die dann zu den beobachteten mittleren Reisegeschwindigkeiten führen.

Bei einem RQ 15,5 wird die Kapazität durch die Fahrstreifenreduktionen von zwei auf einen Fahrstreifen bestimmt. Unter diesen Randbedingungen können für die Kapazität, sofern die reale Vorlaufstrecke nicht einstreifig ist, auch höhere Werte als 1500 Fz/(h*Richtung) angegeben werden. Damit werden die Aussagen von **[Linder 1988]** bestätigt. Die Werte, die **[Boll 1980]** bzw. **[Beckmann, Zackor 2001]** für Engstellen angeben (vgl. Kapitel 3.1), werden übertroffen, möglicherweise dadurch, dass die Ermittlung der Verkehrsstärken im vorliegenden Falle eines RQ 15,5 nicht unmittelbar hinter einer Zusammenführung von zwei auf einen Fahrstreifen stattfindet, sondern am Ende der Simulations- bzw. Untersuchungsstrecke, also mindestens einen Kilometer hinter der Fahrstreifenreduktion, so dass sich der Verkehrsablauf bereits wieder homogenisiert haben kann. Dagegen spricht allerdings die Theorie von **[Jacobs 1970]**, nach der die Varianz der Zeitlücken

beim Folgen im Bereich hoher Verkehrsstärken mit weiterer Zunahme der Verkehrsstärke ebenfalls zunimmt. Dies hat zur Folge, dass vor langsamen Fahrzeugen größere Zeitlücken entstehen, die einer Homogenisierung des Verkehrsablaufs entgegenstehen.

Letztlich sind diese Aussagen, so auch hier, maßgeblich von den Modellvorgaben abhängig. Die maximal erreichbare Verkehrsstärke q_{\max} wird u. a. auch von der Festlegung der Mindestfolgeabstände im Simulationsmodell beeinflusst. Die dabei zugrunde liegenden Simulationsregeln, insbesondere die Definition des minimalen Folgeabstands BX , erlauben im Modell LASI2+1 minimale Zeitlücken von 0,5 s (vgl. Kapitel 6.3). Um verlässliche Aussagen treffen zu können, sind weitere empirische Untersuchungen zur Fahrstreifenreduktion von zwei auf einen Fahrstreifen notwendig, bei denen die Kapazität gemessen werden kann. Die empirischen Messungen an den zurzeit am höchsten belasteten Strecken haben gezeigt, dass Verkehrsstärken im Bereich von 1500 Fz/(h*Richtung) nicht erreicht werden. Dies hängt entscheidend damit zusammen, dass ein RQ 15,5 in nahezu allen vorkommenden Praxisfällen in Landstraßenquerschnitte „eingebettet“ ist, die eine geringere Kapazität besitzen als die für einen RQ 15,5 mögliche. Die Kapazität dieser Querschnitte (RQ 10,5 bzw. RQ 9,5) ist bekannt **[HBS 2001]** und bestimmt maßgeblich die so genannte „Input-Verkehrsstärke“ in der Praxis. Es ist daher äußerst schwierig, ohne empirische Datenbasis allein mit Hilfe der Simulation die Kapazität eines RQ 15,5 verlässlich zu bestimmen. Im Sinne einer pragmatischen Vorgehensweise wird eine maximale Input-Verkehrsstärke von 1400 Fz/(h*Richtung) in der Simulation bei der Ermittlung aller im Folgenden dargestellten q-v-Diagramme festgelegt. Nach **[RAS-Q 1996]** sollten im Rahmen der Vorauswahl eines Querschnitts bei derartigen Verkehrsstärken zweibahnige Querschnitte berücksichtigt werden, so dass weitere Darstellungen an dieser Stelle auch nicht praxisorientiert wären (siehe auch Kapitel 10.4.4).

7.2 Simulation von Gesamtstrecken

Die bei den Simulationsläufen von Gesamtstrecken erzielten Ergebnisse werden nachfolgend wegen ihrer vergleichsweise geringen Aussagekraft lediglich verbal und - sofern für das weitere Verständnis notwendig - in Form einer Stichwortsammlung wiedergegeben. Die ausführliche Darstellung kann **[Brannolte, Baselau, Dong 2004]** entnommen werden.

- Über alle Strecken und Kombinationen verkehrlicher und entwurfstechnischer Parameter hinweg deutete sich an, dass eine Richtungsverkehrsstärke von 800 Fz/(h*Richtung) zweifelfrei dem „oberen“ Ast des q-v-Diagramms (freier bis teilgebundener Verkehr) zugeordnet werden kann. Als Indiz für den Übergang in den gebundenen Verkehr ließen sich auftretende Streuungen der Pkw-Reisegeschwindigkeiten je nach Streckentrassierung und SV-Anteil beginnend bei 800 Fz/(h*Richtung) (bei großen Längsneigungen und hohem SV-Anteil) bis in einen Bereich von 1500 Fz/(h*Richtung) (bei mittleren Längsneigungen und geringem SV-Anteil) beobachten.

- Für die Kapazität einer Fahrtrichtung des RQ 15,5 konnte abhängig von den gegebenen verkehrlichen und streckenbezogenen Parametern sowie unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus Kapitel 7.1 zunächst lediglich ein sehr breiter Bereich zwischen 1200 und 1800 Fz/(h*Richtung) angegeben werden. Aufgrund dieser Tatsache wurde für die weitere Vorgehensweise festgelegt, die einzelnen Punktwolken nicht bis zur maximal simulierten Verkehrsstärke zu betrachten, sondern im Bereich des Übergangs vom teilgebundenen zum gebundenen Verkehr enden zu lassen. Eine Grenze dafür wurde in dem beginnenden Zusammenbruch des Verkehrs (starke Streuung der Punktwolken) erkannt, da bis hierhin eine recht eindeutige Identifikation des freien bzw. teilgebundenen Verkehrs möglich ist, der für die Dimensionierung einer Straße maßgebend sein sollte.
- Je nach Anzahl und Länge der einzelnen Streckenabschnitte kommt es bei Längsneigungen $\geq 4\%$ abhängig auch vom SV-Anteil im Bereich von Verkehrsstärken zwischen 800 und 1500 Fz/(h*Richtung) zu einem mehr oder weniger deutlichen Zusammenbruch des Verkehrs. Erkennbar wird dies durch starke Streuungen der mittleren Pkw-Reisegeschwindigkeit. Die Erklärung dafür wurde bereits im Kapitel 7.1 gegeben.
- Mit zunehmendem SV-Anteil nimmt die Streuung der Pkw-Reisegeschwindigkeiten in den Diagrammen mehr oder weniger stark ab. Ein hoher SV-Anteil homogenisiert demnach den Verkehrsablauf auf diesem Straßentyp. Bei gleichzeitig zunehmender Längsneigung tritt schließlich der Effekt auf, dass es im Bereich hoher Input-Verkehrsstärken zwar zu einer Streuung der Output-Verkehrsstärken, nicht aber der erreichbaren Reisegeschwindigkeiten kommt.
- Wie erwartet sinkt die mittlere Pkw-Reisegeschwindigkeit mit zunehmender Längsneigung. Je größer diese ist, desto stärker ist der Abfall dieser Geschwindigkeiten. Dieser Effekt verstärkt sich noch mit zunehmendem SV-Anteil.
- Die Anzahl der Abschnitte hat vergleichsweise geringen Einfluss auf die erreichbaren Reisegeschwindigkeiten der Pkw. Ferner nehmen die Reisegeschwindigkeiten mit zunehmender Länge der Abschnitte leicht zu. Diese Ergebnisse decken sich auch mit den durchgeführten Untersuchungen bei [Leutzbach, Brannolte, Schmidt 1990].

7.2.1 Varianzanalytische Betrachtung der Simulationsergebnisse

Im Rahmen der Untersuchung mit LASI2+1 wurden folgende Parameter variiert: Längsneigung, SV-Anteil, Anzahl der Abschnitte sowie Abschnittslänge. Wie groß jedoch der Einfluss jedes einzelnen Parameters auf den Verkehrsablauf ist, bzw. ob Wechselwirkungen zwischen den einzelnen Parametern bestehen, kann aus den q-v-Diagrammen nicht ohne weiteres erkannt werden.

Die Varianzanalyse ist ein mathematisches Verfahren, mit dessen Hilfe die Einflüsse verschiedener Parameter auf eine abhängige Größe geprüft und dabei auch bedeutende von unbedeutenden Einflussfaktoren getrennt werden können. Die Berechnungen dazu wurden mit Hilfe des Statistik-

programms SPSS (Version 11.5) durchgeführt. Voraussetzungen für die Varianzanalyse sind zum einen eine Normalverteilung der mittleren Pkw-Reisegeschwindigkeiten; diese kann in der vorliegenden Untersuchung zumindest für den Bereich geringer und mittlerer Verkehrsstärken als gegeben angenommen werden. Zum anderen ist die Homogenität der Varianzen eine weitere Bedingung für die Anwendbarkeit der Varianzanalyse. Diese Analyse wurde mit Hilfe des Levene-Tests durchgeführt. Mit diesem Test kann geprüft werden, ob die Varianzen mehrerer Gruppen gleich sind. Der Nachweis konnte nicht in allen untersuchten Fällen erbracht werden. Daraufhin wurde entsprechend den Empfehlungen von **[Bühl, Zöfel 2002]** das Signifikanzniveau bei der Varianzanalyse von 0,05 auf 0,01 gesenkt.

Die Variable, deren Varianz untersucht wird, wird als abhängige Variable bezeichnet. Im vorliegenden Fall handelte es sich dabei um die mittlere Reisegeschwindigkeit der Pkw. Unabhängige Variablen, auch Faktoren genannt, sind Einflussgrößen, von denen angenommen werden kann, dass diese für die unterschiedliche Ausprägung der Punktwolken verantwortlich sind. Diese Einflussgrößen sind hier die o. g. Parameter. Die unabhängigen Variablen müssen in einem solchen Fall nominalskaliert sein. Dies wurde dadurch erreicht, dass die einzelnen Parameter in Klassen zusammengefasst, und diesen Bezeichnungen zur Identifizierung zugeordnet wurden.

Das Ergebnis einer Varianzanalyse sind parallel verschobene Geraden. Dazu mussten zunächst aus den vorliegenden q-v-Wertepaaren mit Hilfe von linearen Regressionsrechnungen Gleichungen bestimmt werden. Solche Gleichungen werden „makroskopische Verkehrsflussmodelle“ genannt. Ein Ansatz über k-v-Modelle wurde hier nicht betrachtet, da lineare Funktionen $f(q) = v$ die Punktwolken in den jeweiligen q-v-Diagrammen hinreichend beschreiben. Dabei mussten auch gegenüber den teilweise schwach konkaven Ausprägungen der Punktwolken im q-v-Diagramm nur geringfügige Vereinfachungen in Kauf genommen werden.

Kann ein Anteil der Varianz einer abhängigen Variable direkt einer einzelnen unabhängigen Variablen zugeordnet werden, wird dies als Haupteffekt bezeichnet. Wenn zwischen mehreren Haupteffekten keine weiteren signifikanten Wechselwirkungen vorliegen, kann in der weiteren Untersuchung ein additives Zusammenwirken der einzelnen unabhängigen Variablen angenommen werden.

Basis für die Untersuchung waren insgesamt 600 Wertepaare, die aus den Gleichungen der linearen Verkehrsflussmodelle bestimmt wurden. Zunächst wurden die Haupteffekte der einzelnen Parameter auf ihre Signifikanz überprüft. Dabei stellten sich der Einfluss der Abschnittslänge sowie der Anzahl der Abschnitte als nicht signifikant heraus, während der Einfluss des SV-Anteils sowie der Längsneigung höchst signifikant ($p < 0,001$) war. Dies ist logisch, da bereits bei der Zusammenstellung der Simulationsläufe eine systematische Abhängigkeit der Geschwindigkeit von der Längsneigung bzw. dem SV-Anteil - gestützt nicht zuletzt aufgrund der Ergebnisse im **[HBS 2001]** - unterstellt und bewusst berücksichtigt wurde.

Einfluss auf $\bar{v}_{R,Pkw}$ [km/h]	Steigung			SV-Anteil		
	0%	4%	8%	0%	10%	20%
	0	-11,0	-32,3	-	-	-
	-	-	-	0	-6,2	-8,5

Tabelle 7-1: Quantitative Einflüsse von Steigung und SV-Anteil auf die mittlere Pkw-Reisegeschwindigkeit bezogen auf die Gesamtstrecke

Die Haupteffekte für Längsneigung und SV-Anteil können dabei konkret angegeben werden. Sie entsprechen der Differenz zwischen zwei jeweils für unterschiedliche Längsneigungen bzw. SV-Anteile bestimmten Mittelwerten. Bezugsgrößen in Tabelle 7-1 sind dabei 0% Längsneigung bzw. 0% SV-Anteil. Mit zunehmender Steigung sowie mit zunehmendem SV-Anteil nimmt dabei die mittlere Reisegeschwindigkeit der Pkw wie erwartet ab.

Da Längsneigungen und SV-Anteile bereits direkt in unterschiedlichen q-v-Diagrammen berücksichtigt werden, kann das zur weiteren Analyse gewählte lineare Modell wie folgt reduziert werden:

$$\bar{v}_{R,Pkw} = v_0 + a_{\text{Anzahl}} + b_{\text{ALänge}} + c \times q \quad (\text{Formel 7-1})$$

mit:

$\bar{v}_{R,Pkw}$:	mittlere Reisegeschwindigkeit der Pkw	[km/h]
v_0 :	Geschwindigkeit im freien Verkehr (Konstante)	[km/h]
a_{Anzahl} :	Summand zur Beschreibung des Einflusses der Anzahl der Abschnitte	[km/h]
$b_{\text{ALänge}}$:	Summand zur Beschreibung des Einflusses der Abschnittslänge	[km/h]
c :	Koeffizient zur Beschreibung des Einflusses der Verkehrsstärke	[km/Fz]
q :	Verkehrsstärke aller Kfz pro Richtung	[Fz/h]

Dabei ist leicht zu erkennen, dass die Geschwindigkeit systematisch von der Verkehrsstärke q abhängig ist. Solche Variablen, die eine Bedeutung für den untersuchten Zusammenhang aufweisen, bezeichnet man als Kovariaten. Durch die Berücksichtigung im Verfahren der Kovarianzanalyse wird ihr Einfluss auf die Ausprägung der abhängigen Variable neutralisiert. Voraussetzung für die Erweiterung des o. g. Modells ist die statistische Unabhängigkeit zwischen den unabhängigen Variablen und den Kovariaten. Kovariaten sind dabei intervallskaliert; d. h. es lassen sich nicht nur verschiedene Ausprägungsgrade eines Merkmals unterscheiden, sondern es sind zusätzlich Differenzen zwischen diesen Ausprägungen feststellbar.

Mit dieser Erweiterung erweisen sich die Kovariaten selbst sowie alle übrigen Parameter einzeln als höchst signifikant. Zur Analyse der Abschnittslängen sowie der Anzahl der Abschnitte wurden die Längsneigung sowie der SV-Anteil neben der Verkehrsstärke ebenfalls als Kovariate berücksichtigt. Etwaige Wechselwirkungen zwischen diesen Parametern wurden mit Hilfe der mehrfaktoriellen Analyse bestimmt. Dabei wurden keine weiteren signifikanten Einflüsse festgestellt. Bei der Festlegung der Simulationsstrecken wurde davon ausgegangen, dass keine äußeren Einflüsse (z.

B. Abstand von Knotenpunkten) Anzahl und Länge der Abschnitte bestimmen. Diese können daher als voneinander unabhängig gelten.

Da die Gesamtstreckenbetrachtung für die Entwicklung eines Bemessungsverfahrens keine praktische Relevanz besitzt, soll an dieser Stelle auf die konkrete Angabe der berechneten Faktoreffekte verzichtet werden. Die Qualität der Abweichungen der Faktoreffekte von den zugrunde liegenden linearen q-v-Modellen wurde über das Bestimmtheitsmaß R^2 ermittelt, das aus der Gesamtheit der betrachteten Werte errechnet wird und mit $R^2 = 0,915$ eine gute Qualität darstellt.

Dabei wirken sich vier oder sechs Abschnitte gegenüber zwei Abschnitten reisegeschwindigkeitsmindernd aus, womit insgesamt die Ergebnisse früherer Untersuchungen bestätigt werden. Der Effekt, dass mit zunehmender Anzahl der Abschnitte die mittlere Reisegeschwindigkeit weiter sinkt, ist nicht zu erwarten. Aufgrund der Versuchsrandbedingungen bei einem mikroskopischen Simulationsmodell ordnen sich bei ausreichend langen Strecken ohne Zu- bzw. Abfluss sowie Überholmöglichkeiten theoretisch die Fahrzeuge entsprechend ihrer Vorgabegeschwindigkeiten. Das schnellste Fahrzeug fährt demnach irgendwann vorne, weil es alle anderen Fahrzeuge überholt hat, das langsamste hinten. Dies deutet daraufhin, dass insbesondere die mittlere Pkw-Reisegeschwindigkeit ab einer gewissen Anzahl von Abschnitten sogar wieder steigen kann; nämlich dann, wenn die Pkw ausreichend lange außerhalb des Einflusses der Lkw fahren können. Dieser Aspekt ist jedoch für die vorliegende Untersuchung zu vernachlässigen, da mehr als sechs aufeinander folgende Abschnitte ohne Knotenpunkt in der Regel nicht praxisrelevant sind.

7.3 Simulation Teilstrecken

Da die Betrachtung einer Gesamtstrecke im Hinblick auf ein Bemessungsverfahren sich als nicht zielführend erwies, wurden ein- und zweistreifige Abschnitte getrennt voneinander simuliert. Dazu wurden zwei Strecken definiert, die folgende Eigenschaften besitzen:

Strecke A: 500 m einstreifige Vorlaufstrecke, 1200 m einstreifige Simulationsstrecke, 500 m einstreifige Nachlaufstrecke

Strecke B: 500 m einstreifige Vorlaufstrecke, 1200 m zweistreifige Simulationsstrecke, 500 m einstreifige Nachlaufstrecke

Für jede dieser Strecken wurden zunächst folgende Parameter bei der Simulation variiert:

Längsneigung in den Stufen: 1%, 2,5%, 5%, 7%, 8%

Schwerverkehrsanteil in den Stufen: 0%, 5%, 10%, 20%, 25%

Die Eingabeverkehrsstärken wurden für ausgewählte Parameterkombinationen in neun Stufen (200, 350, 500, 650, 800, 950, 1100, 1250 und 1400Fz/(h*Richtung)) variiert, so dass insgesamt 450 Simulationsläufe durchgeführt wurden. Die Simulationsdauer pro Lauf betrug drei Stunden, so dass im Ergebnis rund 16200 Wertepaare aus Verkehrsstärken und zugehörigen Pkw-

Reisegeschwindigkeiten (über Formel 6-7 ermittelt aus 5-Minuten-Intervallen) vorliegen. Die allen Simulationsläufen zugrunde gelegten Verteilungen der Vorgabegeschwindigkeiten für Pkw und Lkw (vgl. Kapitel 6.5.3) sind gültig für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 100 km/h.

Zur Festlegung der Simulationsstrecken sind folgende Anmerkungen zu machen: Die Strecke B kann als ein Teilstück eines RQ 15,5 angesehen werden, da die zweistreifige Strecke in einstreifige Streckenabschnitte eingebettet ist. Somit kommt es hier zu den einen RQ 15,5 charakterisierenden Fahrstreifenwechselvorgängen zu Beginn bzw. am Ende eines zweistreifigen Abschnitts. Die separate Betrachtung eines einstreifigen Abschnitts (Strecke A) hingegen entspricht nicht der Anordnung innerhalb eines RQ 15,5, da sie nicht in Bezug zu den umgebenden zweistreifigen Streckenabschnitten gesetzt wird. Dadurch kann der Verkehrsauflauf insbesondere bei hohen Verkehrsstärken zu Beginn der einstreifigen Simulationsstrecke weniger Störungen unterliegen, da keine Behinderungen durch vorangegangene Fahrstreifenwechsel auftreten. Dies kann sich möglicherweise systematisch positiv auf die Pkw-Reisegeschwindigkeiten auswirken. Eine Überprüfung mit den Verkehrsabläufen in den jeweiligen Teilbereichen einer Gesamtstrecke (Kapitel 6.7) konnte dies allerdings nicht bestätigen. Ferner hätte das vorliegende Simulationsmodell notwendigerweise zusätzlichen Programmierungs- und Kalibrierungsarbeiten unterzogen werden müssen, die im Rahmen von [Brannolte, Baselau, Dong 2004] nicht zu leisten waren. Alternativ wird daher im Kapitel 9.5 für ausgewählte fiktive Teststrecken eine Überprüfung der Simulationsberechnungen angestellt.

7.3.1 Länge der ein- und zweistreifigen Streckenabschnitte

Weiterhin wurden zusätzliche Simulationsläufe durchgeführt, wobei in den Strecken A und B jeweils die eigentliche Simulationsstrecke in 100 m-Schritten auf bis zu 800 m verkürzt und bis auf 2000 m verlängert wurde. Dies diente dem Zweck, die Einflüsse der Streckenlängen auf die Pkw-Reisegeschwindigkeiten zu quantifizieren.

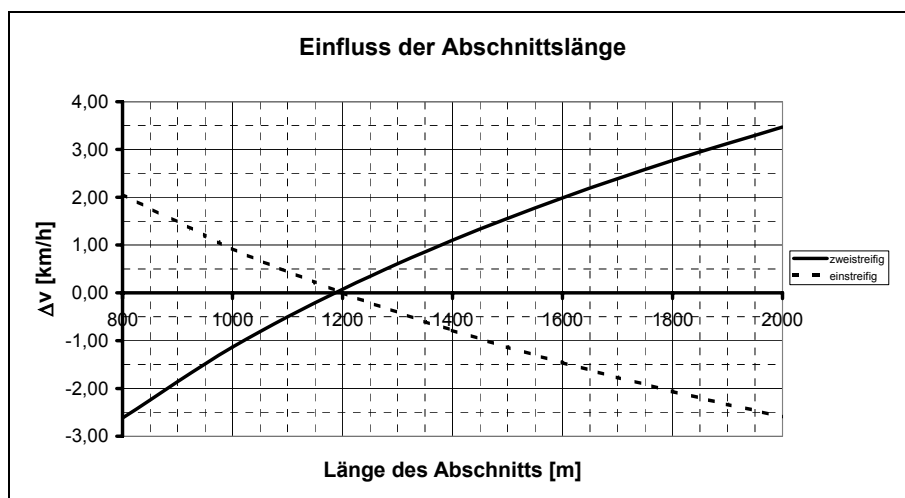


Bild 7-4: Einfluss der Abschnittslänge auf die Pkw-Reisegeschwindigkeit

Mit Hilfe der Varianzanalyse wurden (nach Formel 7-1) zunächst die Geschwindigkeitsdifferenzen (Δv) in Bezug auf eine mittlere Streckenlänge von 1200 m ermittelt. Bei der Bestimmung der Geschwindigkeitsabminderung zeigte sich, dass diese nahezu unabhängig von Längsneigungen, SV-Anteil und Verkehrsstärken gültig sind. Daher wurde insbesondere aus Gründen der Praktikabilität für das Bemessungsverfahren lediglich je eine Abminderungsfunktion für die einstreifigen und zweistreifigen Abschnitte angenommen (Bild 7-4). Je länger ein einstreifiger Abschnitt ist, desto geringer sind die erzielten Reisegeschwindigkeiten; für einen zweistreifigen Abschnitt gilt prinzipiell das Gegenteil.

7.3.2 Anzahl der ein- und zweistreifigen Abschnitte

Auch die Anzahl der Abschnitte einer betrachteten Strecke hat Einfluss auf die Reisegeschwindigkeit. Dazu wurden wiederum Simulationsläufe mit verschiedenen Parameterkombinationen aus SV-Anteil und Abschnittslängen für eine Simulationsstrecke mit insgesamt sechs Abschnitten durchgeführt. Dabei wurden q-v-Diagramme für jeden einzelnen Teilabschnitt ermittelt und dann miteinander verglichen. Bild 7-5 zeigt exemplarisch für eine Strecke mit einer Längsneigung von 0%, einem SV-Anteil von 20% sowie konstanten Abschnittslängen von 1200 m im Bild oben die sich ergebenden q-v-Punktwolken für den in Fahrtrichtung ersten, zweiten und dritten Abschnitt (getrennt nach Ein- und Zweistreifigkeit).

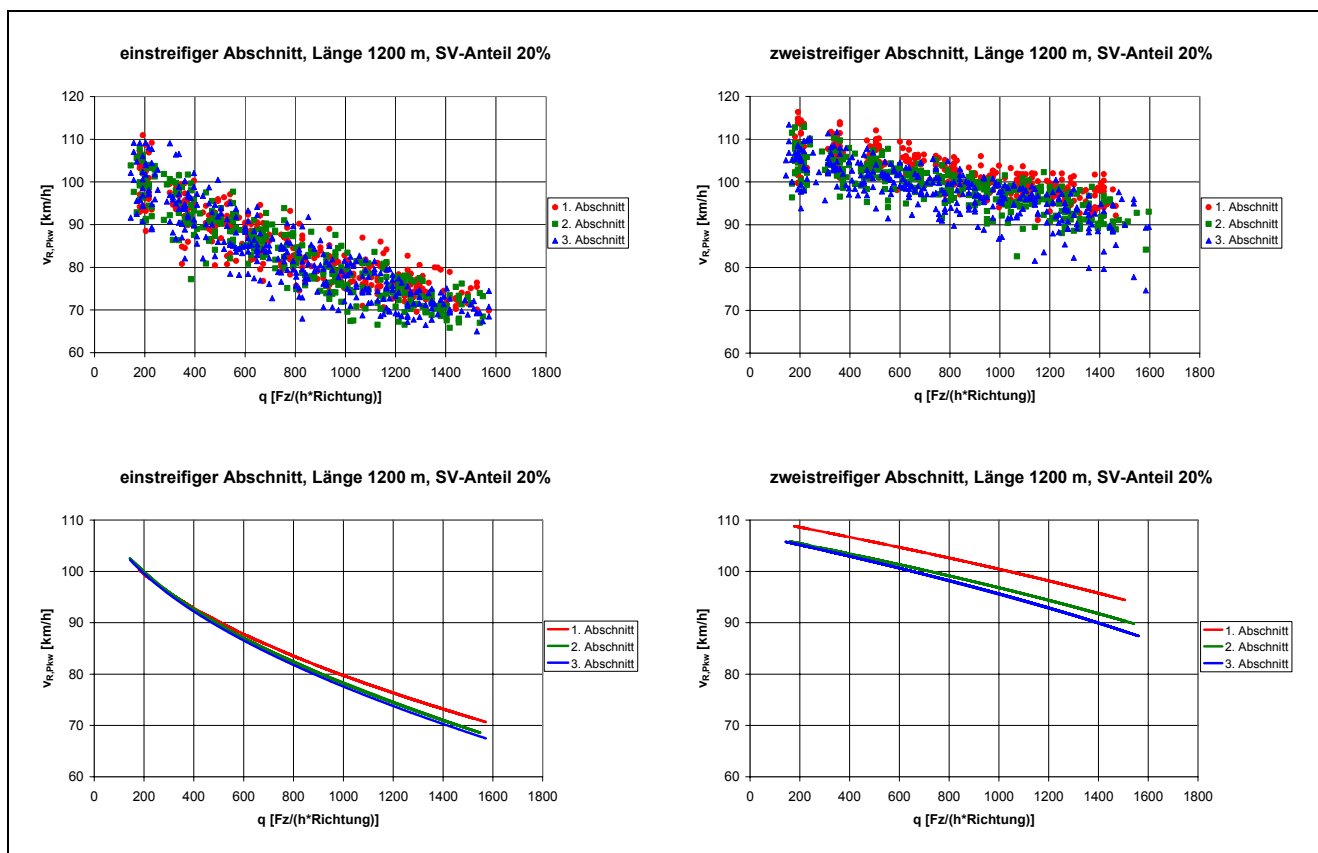


Bild 7-5: Exemplarische Darstellung für den Einfluss der Anzahl von Abschnitten für eine Strecke mit jeweils 1200 m Abschnittslängen und einem SV-Anteil 20%

Im Bild unten sind die unter Anwendung von Regressionsrechnungen daraus resultierenden q-v-Diagramme dargestellt. Aus Gründen der Übersichtlichkeit wurde die y-Achse des Diagramms verkürzt. Auffällig ist, dass die Kurven in Bild 7-5 unten nicht exakt parallel verschoben sind, d. h. dass bei der Regressionsrechnung durch die Methode der kleinsten Fehlerquadrate für jede Kurve eine individuell beste Anpassung an die entsprechende q-v-Punktwolke erfolgt ist.

Auf dieser Basis war es nicht möglich, letztlich den Einfluss der Anzahl der Abschnitte bzw. der Position eines Abschnitts in Fahrtrichtung zu bestimmen. Bei Anwendung der Varianzanalyse zur quantitativen Bestimmung des jeweiligen Einflusses musste eine Parallelität von Geraden im q-v-Diagramm herbeigeführt werden. Dies gelang dadurch, dass zunächst Regressionsgeraden bestimmt wurden. Anschließend wurde die Steigung der Gerade des jeweils 1. Abschnitts auf die entsprechenden Geraden der anderen Abschnitte übertragen. Dies erschien aufgrund der Ähnlichkeit der Kurven zueinander im vorliegenden Fall legitim.

Die Auswirkungen auf die Pkw-Reisegeschwindigkeiten getrennt nach ein- und zweistreifigen Abschnitten sind der Tabelle 7-2 zu entnehmen. Die Ergebnisse decken sich dabei tendenziell mit den empirischen Untersuchungen auf der B 33 (vgl. Kapitel 5.2, Bild 5-11).

Einstreifige Abschnitte	Position in Fahrtrichtung	Δv [km/h]
	1.	0
	2.	-1,2
	3.	-1,8
Zweistreifige Abschnitte	Position in Fahrtrichtung	Δv [km/h]
	1.	0
	2.	-3,3
	3.	-4,0

Tabelle 7-2: Einfluss der Position ein- und zweistreifiger Abschnitte innerhalb der Gesamtstrecke auf die Pkw-Reisegeschwindigkeit

8 Makroskopische Beschreibung des Verkehrsablaufs

Die aggregierten, d. h. makroskopischen Resultate der empirischen Messungen und der Verkehrsflusssimulation sind Punktwolken, die sich aus den beobachteten Wertepaaren (Verkehrsstärken und mittlere Geschwindigkeiten) ergeben. Für eine allgemeingültige Darstellung der Zusammenhänge durch mathematische Funktionen ist es allerdings notwendig, ein so genanntes makroskopisches Modell des Verkehrsablaufs zu formulieren, welches die Zusammenhänge zwischen den Parametern „Verkehrsstärke q “ und „Verkehrsdichte k “ sowie dem Parameter „mittlere momentane Geschwindigkeit $\overline{v_m}$ “ bzw. der hier verwendeten mittleren Reisegeschwindigkeit der Pkw $\overline{v_{R,Pkw}}$ beschreibt. Ein solches Modell kann prinzipiell durch beliebige Funktionen ausgedrückt werden; sie sollten jedoch die Mess- bzw. Simulationswerte möglichst gut wiedergeben.

Ziel soll es dabei sein, den Verkehrsablauf auf einem RQ 15,5 realitätsnah beschreiben zu können. Daher muss an die Modelle der Anspruch gestellt werden, die Abhängigkeiten des Verkehrsablaufs von den unterschiedlichen Parametern SV-Anteil, Längsneigung, Länge einer Steigung, Position der ein- und zweistreifigen Abschnitte innerhalb der Gesamtstrecke sowie der jeweiligen Abschnittslängen in geeigneter Form zu berücksichtigen. Sofern sich für die vorliegenden Daten lineare Zusammenhänge finden lassen, können diese Abhängigkeiten mit Hilfe der Varianzanalyse bestimmt werden (vgl. Kapitel 7.2.1).

Mit der Entwicklung eines bzw. mehrerer makroskopischer Modelle sollen zunächst handhabbare mathematische Funktionen hergeleitet werden, die die Punktwolken der empirischen Daten der einzelnen Untersuchungsstrecken mit hinreichender Genauigkeit repräsentieren. In einem zweiten Schritt erfolgt dann der Übergang von der Betrachtung einzelner Strecken zu einer Analyse aller Strecken aus der Simulation. Dabei können die bei der Betrachtung der Untersuchungsstrecken in Frage kommenden Modelle bereits wertvolle Hinweise liefern, welcher Modellansatz hier besonders geeignet ist.

Üblicherweise wird bei Untersuchungen zum q - v -Diagramm eine Unterteilung des Diagramms in die zwei Bereiche des freien bzw. teilgebundenen und des gebundenen Verkehrs vorgenommen. Die Herleitung eines Verkehrsflussmodells mit Hilfe von k - v -Beziehungen ist dabei eine gebräuchliche Vorgehensweise, da sie die Möglichkeit eröffnet, in den q - v -Punktwolken nicht nur den Bereich des freien und teilgebundenen Verkehrs, sondern dabei auch noch den Bereich des gebundenen Verkehrs durch eine einzige und eindeutige Funktion zu beschreiben. Um dabei die Modelle plausibel zu kalibrieren, ist es notwendig, die maximale Verkehrsdichte k_{\max} zutreffend abzuschätzen. Dies ist in der Regel möglich, da es sich hierbei um eine physikalische Obergrenze handelt, die z. B. bei reinem Pkw-Verkehr bei 140 – 160 Fz/(km*Fahrstreifen) liegt.

Die auch in Zeiten hoher Verkehrsstärken erhobenen empirischen Daten lassen jedoch eine solche Unterteilung nicht zu, da keine Verkehrszustände im Bereich des gebundenen Verkehrs zu

beobachten waren. Eine Beschreibung dieses Bereiches auf Basis von Simulationsdaten wurde bereits im Kapitel 7.1 als schwierig angesehen, so dass bei der Auswahl des Verkehrsflussmodells im Folgenden ausschließlich der freie bzw. teilgebundene Verkehr betrachtet wird.

Die hier dargestellten Diagramme mit Wertepaaren aus Verkehrsstärke q und mittlerer Pkw-Reisegeschwindigkeit $\bar{v}_{R,Pkw}$ gelten streng genommen nur unter der Annahme vorliegender Stationarität. Insbesondere bei hohen Verkehrsstärken ist diese Annahme aufgrund streuender Verkehrsstärken und Geschwindigkeiten jedoch nur noch bedingt realistisch.

8.1 Prinzipiell geeignete Verkehrsflussmodelle

Für die Analyse der ermittelten Punktwolken finden sich in der Literatur zahlreiche Ansätze von makroskopischen Modellen des Verkehrsablaufs. Im Folgenden wird eine Auswahl dieser Modelle, die bei einer näheren Untersuchung für den RQ 15,5 in Frage kommen, vorgestellt.

8.1.1 Lineare Modelle

Die lineare q - v -Beziehung stellt dabei einen einfachen Modellansatz dar. Ihr Nachteil besteht darin, dass eine eindeutige Darstellung der Geschwindigkeit v als Funktion der Verkehrsstärke q nicht möglich ist; sie ist daher ausschließlich zur Beschreibung des freien und teilgebundenen Verkehrs verwendbar. Die Kapazität von Strecken ist mit diesem Modell nicht bestimmbar.

$$\bar{v} = a - b \times q \quad \text{(Formel 8-1)}$$

mit:

\bar{v} :	mittlere momentane Geschwindigkeit der Pkw bzw. mittlere Reisegeschwindigkeit der Pkw	[km/h]
q :	Verkehrsstärke aller Kfz pro Richtung	[Fz/h]
a :	Konstante der Regressionsrechnung (v_0)	[km/h]
b :	Faktor der Regressionsrechnung	[-]

Das lineare k - v -Modell (nach Greenshields 1935) hingegen hat den Vorteil, dass der gesamte Verkehrsablauf durch nur eine, eindeutige Funktion beschrieben werden kann, mit der auch die Kapazität bestimmbar wäre.

$$\bar{v} = a - b \times k \quad \text{(Formel 8-2)}$$

mit:

\bar{v} :	mittlere momentane Geschwindigkeit der Pkw bzw. mittlere Reisegeschwindigkeit der Pkw	[km/h]
k :	Verkehrsdichte aller Kfz pro Richtung	[Fz/km]
a :	Konstante der Regressionsrechnung (v_0)	[km/h]
b :	Faktor der Regressionsrechnung	[-]

Daraus resultiert im q - v -Diagramm zur Beschreibung der Zusammenhänge vereinfachend eine quadratische Parabel der Form, die jedoch auch nur im Bereich des freien und teilgebundenen Verkehrs gültig ist:

$$\bar{v}^2 - a \times \bar{v} + b \times q = 0 \quad (\text{Formel 8-3})$$

8.1.2 Wurzelfunktionen

Bei der Bestimmung von q-v-Beziehungen für Landstraßen [Brilon, Weiser 1997] haben Wurzelfunktionen die beste Beschreibung der empirischen und simulierten Daten erbracht. Daher soll auch hier dieser Ansatz betrachtet werden.

Die Wurzelfunktion in q-v-Modell lautet dabei:

$$\bar{v} = a - b \times \sqrt{q} \quad (\text{Formel 8-4})$$

mit:

\bar{v} :	mittlere momentane Geschwindigkeit der Pkw bzw. mittlere Reisegeschwindigkeit der Pkw	[km/h]
q:	Verkehrsstärke aller Kfz pro Richtung	[Fz/h]
a:	Konstante der Regressionsrechnung (v_0)	[km/h]
b:	Faktor der Regressionsrechnung	[-]

Oft haben sich in der Vergangenheit deutlich bessere Ergebnisse (d.h. geringere Abweichungen zu den Mess- bzw. Simulationswertepaaren) mit k-v-Modellen erzielen lassen:

$$\bar{v} = a - b \times \sqrt{k} \quad (\text{Formel 8-5})$$

mit:

\bar{v} :	mittlere momentane Geschwindigkeit der Pkw bzw. mittlere Reisegeschwindigkeit der Pkw	[km/h]
k:	Verkehrsdichte aller Kfz pro Richtung	[Fz/km]
a:	Konstante der Regressionsrechnung (v_0)	[km/h]
b:	Faktor der Regressionsrechnung	[-]

Beide Modelle sind in der Lage, den im Bereich des fließenden Verkehrs sowohl im q-v- als auch im k-v-Diagramm zu beobachtenden konkaven Verlauf repräsentieren zu können.

8.1.3 Nicht-lineares k-v-Modell nach van Aerde

Das Modell nach [van Aerde 1995] basiert auf einem einfachen Fahrzeugfolgemodell. Dabei wird angenommen, dass die kleinste gewünschte Brutto-Weglücke zwischen zwei aufeinander folgenden Fahrzeugen sich aus einem konstanten Term sowie einem Term, der von der aktuellen und der freien Geschwindigkeit abhängt, zusammensetzt. Außerdem wird noch eine lineare Funktion der Geschwindigkeit benutzt. Da sich die Verkehrsdichte reziprok zur Weglücke verhält, erfolgt der Übergang von mikroskopischen zum makroskopischen Modell dadurch, dass die Verkehrsdichte als Funktion der Geschwindigkeit allgemein wie folgt beschrieben wird:

$$k(v) = \frac{1}{h} = \frac{1}{c_1 + \frac{c_2}{v_0 - v} + c_3 \times v} \quad (\text{Formel 8-6})$$

mit:

$k(v)$:	Verkehrsdichte aller Kfz pro Richtung	[Fz/km]
h :	Weglücken zwischen aufeinander folgenden Fz	[km]
c_1 :	Parameter der Regressionsrechnung	[km]
c_2 :	Parameter der Regressionsrechnung	[km ² /h]
c_3 :	Parameter der Regressionsrechnung	[1/h]
v_0 :	Geschwindigkeit im freien Verkehr	[km/h]
v :	aktuelle Geschwindigkeit	[km/h]

Diese Funktion beschreibt alle Bereiche des Verkehrs. Für die Abhängigkeit der Geschwindigkeit von der Verkehrsdichte muss die Gleichung nach v aufgelöst werden.

$$v(k) = \frac{v_0 + \frac{1}{c_3 \times k} - \frac{c_1}{c_3} \pm \frac{\sqrt{R_1}}{c_3 \times k}}{2} \quad (\text{Formel 8-7})$$

mit:

$$R_1 = 1 - 2 \times c_1 \times k + c_1^2 \times k^2 + 4 \times c_2 \times c_3 \times k^2 - 2 \times c_3 \times k \times v_0 + 2 \times c_1 \times c_3 \times k^2 \times v_0 + c_3^2 \times k^2 \times v_0$$

In der vorliegenden Untersuchung ergeben sich nur für eine Subtraktion des Wurzelterms in Formel 8-7 sinnvolle Ergebnisse. Der Zusammenhang zwischen Geschwindigkeit und Verkehrsdichte wird grafisch durch eine inverse S-Form dargestellt, deren Ausprägung von der Größe der jeweiligen Konstanten abhängt. Gehen bei einer Grenzwertbetrachtung beispielsweise die Faktoren c_1 und c_3 gegen Null, geht die Kurve in eine Gerade über.

8.1.4 Mehrteiliges k - v -Modell nach Wu

Ein relativ neues Modell zur Beschreibung des Verkehrsablaufs für alle Bereiche des Fundamentaldiagramms lieferte [Wu 2000]. Es basiert dabei zunächst auf einer Einteilung des Fundamentaldiagramms in 4 homogene Verkehrszustände, wobei im Rahmen dieser Untersuchung nur der Bereich des fließenden Verkehrs mit den Zuständen „frei“ (einzelne Fahrzeuge) und „Kolonne“ relevant ist.

Wu gibt für die unterschiedlichen Querschnittsformen von Richtungsfahrbahnen und Landstraßen im Bereich des fließenden Verkehrs unterschiedliche mathematische Zusammenhänge an. Da ein RQ 15,5 abwechselnd beide Elemente in sich vereinigt, wurden zunächst beide Modelle berücksichtigt.

Die Gleichung für Richtungsfahrbahnen leitet Wu aus der Warteschlangentheorie her:

Richtungsfahrbahn mit zwei Fahrstreifen:

$$v(k) = v_0 - (v_0 - v_{ko}) \times \frac{k}{k_{ko}} \quad (\text{Formel 8-8})$$

mit:

$v(k)$:	Geschwindigkeit im fließenden Verkehr	[km/h]
v_0 :	Geschwindigkeit im freien Verkehr	[km/h]
v_{ko} :	Geschwindigkeit im „Kolonnenverkehr“	[km/h]
k :	Verkehrsdichte aller Kfz pro Richtung	[Fz/(km*Richtung)]
k_{ko} :	Verkehrsdichte im „Kolonnenverkehr“ pro Richtung	[Fz/(km*Richtung)]

Für Landstraßen gibt Wu die in Formel 8-9 dargestellte exponentielle Funktion an. Dabei wurde allerdings bereits berücksichtigt, dass der Einfluss des Gegenverkehrs bei einem RQ 15,5 aufgrund der Mitteltrennung zwischen den Fahrtrichtungen nicht existent ist, so dass die Verkehrsdichte im Exponent richtungsbezogen anzugeben ist.

Landstraße ohne Einfluss des Gegenverkehrs:

$$v(k) = (v_0 - v_{ko}) \times e^{-a \times k} + v_{ko} \quad \text{(Formel 8-9)}$$

mit:

$v(k)$:	Geschwindigkeit im fließenden Verkehr	[km/h]
v_0 :	Geschwindigkeit im freien Verkehr	[km/h]
v_{ko} :	Geschwindigkeit im „Kolonnenverkehr“	[km/h]
k :	Verkehrsdichte aller Kfz pro Richtung	[Fz/(km*Richtung)]
a :	Faktor der Regressionsrechnung	[(km*Richtung)/Fz]

Die Parameter v_{ko} , k_{ko} sowie v_0 müssen, sofern keine empirischen Erkenntnisse vorliegen, sinnvoll geschätzt werden. Anhaltspunkte dafür liefert **[Wu 2000]**. In der vorliegenden Untersuchung wurden folgende Werte angenommen: $v_{ko} = 70$ km/h, $k_{ko} = 39$ Fz/km sowie $v_0 = 105$ km/h.

8.2 Analyse der empirischen Daten

Zunächst kamen die in Kapitel 8.1 beschriebenen Modelle bei den empirisch untersuchten Strecken zur Anwendung. Dabei erfolgte die Anpassung des jeweiligen Modells an die empirischen Daten mit Hilfe der Regressionsanalyse. Zu Lösung iterativer Prozesse wurde die Solver-Funktion des Programms Microsoft Excel sowie die Statistik-Software SPSS (Version 11.5) verwendet. Um die Modelle vergleichend betrachten zu können, wurde als Maß für die Güte der Modelle der Standardschätzfehler verwendet. Der Standardschätzfehler bestimmt sich allgemein:

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-k} \times \sum (y - \hat{y})^2} \quad \text{(Formel 8-10)}$$

mit:

s: Standardschätzfehler

y: empirischer Wert

\hat{y} : berechneter Wert

n: Stichprobenumfang

k: Anzahl der Freiheitsgrade (Parameter) der linearen bzw. nicht-linearen Funktion (hier: 2, da die Daten aus zwei Kennwerten (q und v) geschätzt werden.)

Dazu ist anzumerken, dass ein direkter Vergleich von Standardschätzfehlern im q-v- sowie im k-v-Diagramm nicht möglich ist. Die Beschriftung der x-Achse in Bild 8-1 gibt Aufschluss darüber, ob es sich um einen q-v- oder k-v-Standardschätzfehler handelt.

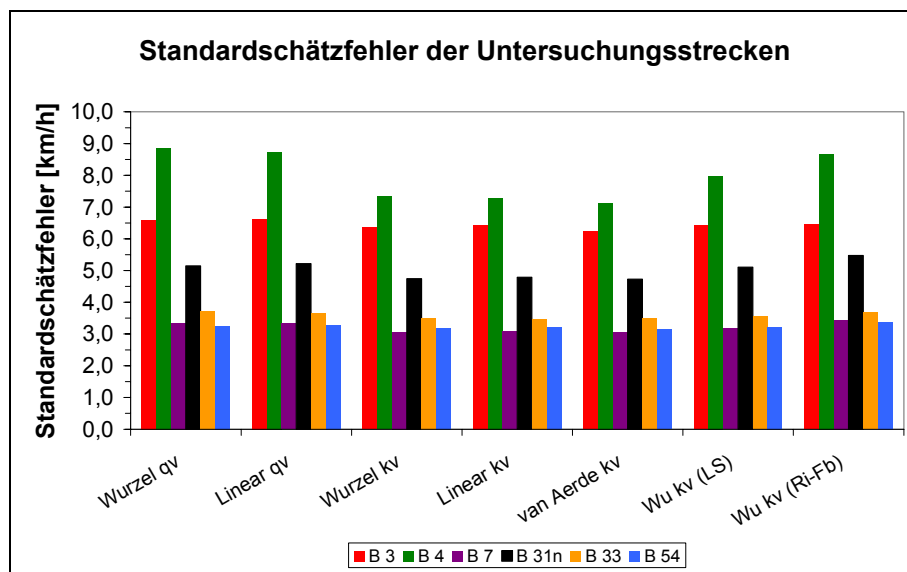


Bild 8-1: Gegenüberstellung der Standardschätzfehler verschiedener Verkehrsflussmodelle bei den Untersuchungsstrecken

Für alle Untersuchungsstrecken wurde in den verschiedenen makroskopischen Modellen der Standardschätzfehler berechnet. Dabei ist zu erkennen, dass die Werte zwischen den einzelnen Strecken stark differieren. Insbesondere bei der B 3 und der B 4, also Strecken, bei denen landwirtschaftlicher Verkehr zugelassen ist, gibt es große Geschwindigkeitsunterschiede bei ähnlichen Verkehrsstärken bzw. -dichten, die zu starken Abweichungen einzelner Werte vom Mittelwert führen. Bei der B 4 wurde zudem nur eine geringe Spannweite der Verkehrsstärke beobachtet, so dass zumindest angezweifelt werden kann, ob die Datenbasis für diese Auswertung ausreichend ist. Auf der B 54 oder der B 7 stellt sich hingegen der Verkehrsablauf als relativ homogen innerhalb bestimmter Verkehrsstärken- bzw. -dichtenbereiche dar.

Innerhalb einer Strecke gibt es kaum Unterschiede zwischen den einzelnen Modellen, jedoch lässt sich sagen, dass bei den Standardschätzfehlern, die im k-v-Diagramm ermittelt wurden, die Modelle von Wu die jeweils schlechtesten Ergebnisse liefern. Dabei bietet sich der exponentielle Ansatz für Landstraßen im vorliegenden Fall aufgrund der konkaven Anordnung der Wertepaare im q-v-

Diagramm eher an als der für Richtungsfahrbahnen. Insgesamt wurden bei der Anwendung der Modelle nach [Wu 2000] geringere Standardschätzfehler erwartet. Ein möglicher Grund für die erzielten Ergebnisse ist in den Anwendungsbereichen der Modelle zu sehen. Weder der Verkehrsablauf auf Richtungsfahrbahnen, noch der auf einer Landstraße ohne Gegenverkehr entsprechen dem auf einer Strecke mit 2+1-Verkehrsführung. Dies deutet darauf hin, dass sich die Ausprägungen der makroskopischen Zusammenhänge im q-v-Diagramm für einen Straßentyp RQ 15,5 charakteristischer darstellen als anfangs bei der Anwendung der Wu-Modelle vermutet.

Die übrigen drei k-v-Ansätze wurden hinsichtlich ihrer Plausibilität überprüft. Im empirisch abgesicherten Bereich stellen diese Modelle eine befriedigende Beschreibung der Messwerte dar. Im Falle der Extrapolation zeigen sich jedoch bei allen Modellen Schwächen dahingehend, dass keines der Modelle in der Lage ist, die maximale Verkehrsdichte k_{\max} und die Kapazität C annähernd abzuschätzen.

8.3 Bestimmung der q-v-Diagramme aus der Simulation

In diesem Kapitel soll ausschließlich der in Kapitel 7.3 skizzierte Ansatz mit Teilstreckenbildung verfolgt werden. Daher werden für die einstreifigen und zweistreifigen Teilabschnitte eines RQ 15,5 getrennte q-v-Diagramme entwickelt. Diese sind aufgrund der in den vorangegangenen Kapiteln dargelegten Zusammenhänge über den Verkehrsablauf auf dem RQ 15,5 nicht vergleichbar mit den im [HBS 2001] angegebenen q-v-Diagrammen für Richtungsfahrbahnen oder Landstraßen.

Bei einer Unterscheidung der Verkehrsabläufe nach ein- und zweistreifigen Abschnitten stellen sich erwartungsgemäß ganz unterschiedliche Ausprägungen der Punktwolken in einem q-v-Diagramm ein, die durch entsprechende makroskopische Modelle beschrieben werden müssen. In Bild 8-2 sind beispielhaft je ein q-v-Diagramm für den ein- und zweistreifigen Bereich dargestellt.

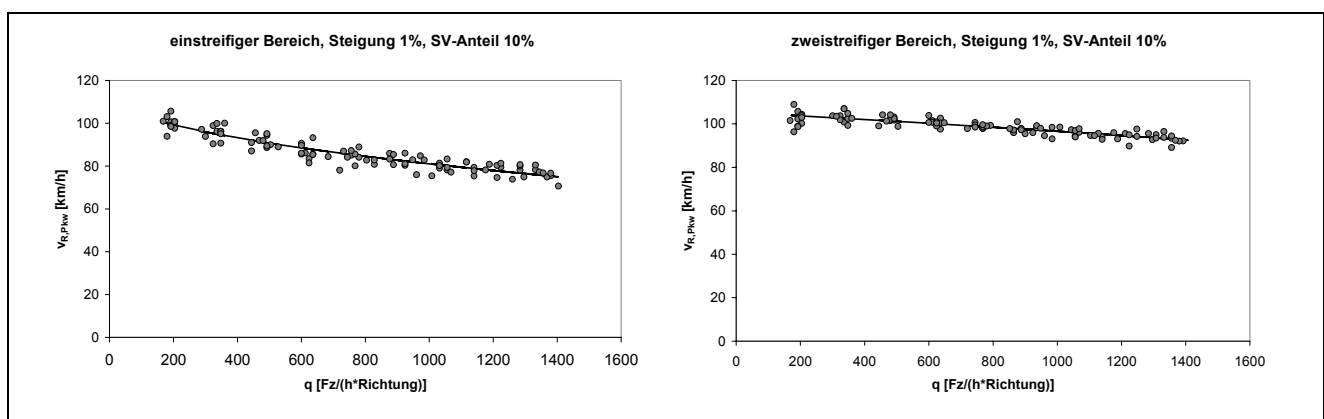


Bild 8-2: Beispielhafte Darstellung von q-v-Diagrammen für ein- und zweistreifige Abschnitte
(hier für eine Steigung von 1%, SV-Anteil von 10%)

Durch die überlagerte Darstellung von Punktwolken als Ergebnis der Simulation mit einem makroskopischen Modell zur Beschreibung des Verkehrsablaufs ist zu erkennen, dass die Krümmung der Funktion im einstreifigen Bereich konkav, im zweistreifigen Bereich eher linear bzw.

leicht konvex verläuft. In Analogie zu den Ergebnissen der Gesamtstrecke (Kapitel 8.2) erwies sich das Wurzelmodell für q-v-Punktwolken zur Beschreibung der Zusammenhänge im einstreifigen Bereich am ehesten geeignet. Die Entscheidungsfindung zwischen mehreren in Fragen kommenden Modellen erfolgte wiederum über die Bestimmung der Standardschätzfehler. Im zweistreifigen Bereich wurden mit dem linearen k-v-Modell die besten Ergebnisse erzielt.

Demnach folgen die Regressionskurven in den einstreifigen Abschnitten dem Modell:

$$\bar{v} = a - b \times \sqrt{q} \quad (\text{Formel 8-11})$$

mit:

\bar{v} :	mittlere momentane Geschwindigkeit der Pkw bzw. mittlere Reisegeschwindigkeit der Pkw	[km/h]
q:	Verkehrsstärke aller Kfz pro Richtung	[Fz/h]
a:	Konstante der Regressionsrechnung (v_0)	[km/h]
b:	Faktor der Regressionsrechnung	[-]

Für die zweistreifigen Abschnitte gelten folgende Beziehungen:

$$\bar{v} = c - d \times k \quad (\text{Formel 8-12})$$

mit:

\bar{v} :	mittlere momentane Geschwindigkeit der Pkw bzw. mittlere Reisegeschwindigkeit der Pkw	[km/h]
k:	Verkehrsdichte aller Kfz pro Richtung	[Fz/km]
c:	Konstante der Regressionsrechnung (v_0)	[km/h]
d:	Faktor der Regressionsrechnung	[-]

Daraus resultiert im q-v-Diagramm eine quadratische Parabel der Form:

$$\bar{v}^2 - c \times \bar{v} + d \times q = 0 \quad (\text{Formel 8-13})$$

mit der Lösung im Bereich des freien und teilgebundenen Verkehrs:

$$\bar{v} = \frac{c}{2} + \sqrt{\left(\frac{c}{2}\right)^2 - d \times q} \quad (\text{Formel 8-14})$$

Eine vollständige Übersicht über die Parameter sowohl für die einstreifigen als auch zweistreifigen Abschnitte ist in der Tabelle 8-1 dargestellt; eine vollständige Darstellung der Diagramme ist Kapitel 9.4.1 zu entnehmen.

Vereinzelt ist innerhalb einer Steigungsklasse (vgl. Kapitel 9.1) der Wert für die Konstanten „a“ bzw. „c“ (= v_0) bei einem mittleren SV-Anteil höher als bei einem geringeren SV-Anteil. Dies ist auf die Regressionsrechnung zurückzuführen, in der Werte unter einer Verkehrsstärke von 150 Fz/(h*Richtung) nicht berücksichtigt wurden, und hat keinerlei Einfluss auf die Darstellung im q-v-Diagramm im relevanten Bereich mit $q > 150 \text{ Fz/(h*Richtung)}$. Durch die unterschiedlichen Neigungen bzw. Krümmungen der einzelnen Kurven (ausgedrückt durch die Faktoren „b“ bzw. „d“)

und die Begrenzung des Gültigkeitsbereichs ab einer Verkehrsstärke von 150 Fz/(h*Richtung) ist gewährleistet, dass die Kurven sich nicht schneiden (vgl. Bilder 9-4 bis 9-7).

Weiterhin sind die Kurven je nach Ausprägung der Punktwolken durch die Einflüsse insbesondere von Längsneigung und SV-Anteil gültig bis zu einer Verkehrsstärke von 1550 Fz/(h*Richtung). Dieser Wert wurde auf Basis der dargelegten Zusammenhänge im Kapitel 7.1 festgelegt.

Steigungsklasse	SV-Anteil	einstreifig		zweistreifig	
		a [km/h]	b	c [km/h]	d
1	0%	111,95	0,751	104,33	0,451
	5%	113,67	0,936	104,89	0,639
	10%	113,91	1,039	105,31	0,841
	20%	111,07	1,074	105,22	0,997
	25%	110,57	1,106	105,23	1,088
2	0%	111,18	0,751	103,84	0,490
	5%	112,01	0,963	103,87	0,668
	10%	113,26	1,069	104,25	0,915
	20%	110,94	1,144	103,88	0,987
	25%	109,49	1,155	104,13	1,173
3	0%	103,91	0,715	97,24	0,508
	5%	107,77	1,115	97,68	0,811
	10%	107,02	1,255	97,62	0,980
	20%	99,35	1,193	97,15	1,160
	25%	97,86	1,187	96,69	1,180
4	0%	93,64	0,681	88,14	0,463
	5%	97,65	1,176	89,16	0,890
	10%	95,65	1,314	89,24	1,106
	20%	86,92	1,233	87,54	1,179
	25%	85,05	1,235	87,86	1,311
5	0%	86,73	0,680	81,93	0,447
	5%	90,12	1,192	83,09	0,992
	10%	87,66	1,324	82,49	1,054
	20%	77,61	1,185	80,71	1,131
	25%	75,62	1,175	80,52	1,186

Tabelle 8-1: Parameter der q-v-Modelle für ein- und zweistreifige Abschnitte

9 Verfahren zur Beurteilung der Verkehrsqualität auf freien Streckenabschnitten eines RQ 15,5

Das folgende Kapitel skizziert einen Vorschlag, wie ein zukünftiges Bemessungsverfahren für Streckenabschnitte außerhalb des Einflusses durch Knotenpunkte praktisch umgesetzt werden kann. Es werden zunächst einige grundlegende Festlegungen getroffen. Im Weiteren werden die speziell bei einem RQ 15,5 zu berücksichtigenden Einflussgrößen erläutert. Die nachfolgend aufgeführten Größen beeinflussen den Verkehrsablauf und damit die erreichbaren Reisegeschwindigkeiten sowie die maximal erreichbaren Verkehrsstärken zum Teil in deutlicher Weise.

Landstraßenabschnitte mit wechselnden Eigenschaften werden in Teilabschnitte eingeteilt. Ein neuer Teilabschnitt beginnt bei Änderung einer streckenbezogenen Einflussgröße, bei einer 2+1-Verkehrsführung jedoch immer mit der Änderung der Fahrstreifenanzahl. Jeder Teilabschnitt sollte wenigstens 300 m lang sein. Ergeben sich kürzere Teilabschnitte insbesondere aus der Betrachtung der Längsneigung, sind diese zu vernachlässigen und vereinfachend bei dem benachbarten Teilabschnitt gleicher Fahrstreifenanzahl zu berücksichtigen.

9.1 Festlegung der Steigungsklassen

Das zu entwickelnde Verfahren sollte gemäß der selbst definierten Aufgabenstellung mit dem vorhandenen Verfahren zum Nachweis der Verkehrsqualität auf zweistreifigen Landstraßen nach **[HBS 2001]** weitestgehend kompatibel sein. Dies gilt insbesondere für die Systematik des fiktiven Bemessungs-Schwerfahrzeugs (BSFz) **[Brannolte 1980]**, mit dem die Längsneigung und die Länge einer Steigungsstrecke in der Kenngröße „Geschwindigkeit des BSFz“ substituiert werden. Dazu ist es notwendig, den durch diese Geschwindigkeiten abgegrenzten Steigungsklassen in der Simulation zunächst konkrete Längsneigungen zuzuordnen. Es ist dabei offensichtlich, dass bei ausreichender Länge der betrachteten Strecke ein enger Zusammenhang zwischen der Längsneigung und einer bestimmten Steigungsklasse besteht. Dies ist genau dann der Fall, wenn das BSFz, dessen Geschwindigkeitsverlauf im **[HBS 2001, Bild 5-1]**, auch im Anhang 5 dargestellt] angegeben ist, seine Beharrungsgeschwindigkeit erreicht. Die hier gewählte Vorgehensweise entspricht dem bereits bei **[Brilon, Weiser 1997]** dargelegten Verfahren, erfährt aufgrund von Weiterentwicklungen im Bereich der Definition des BSFz **[Brilon, Breßler 2001]** sowie den in der vorliegenden Arbeit getroffenen Festlegungen zum Beschleunigungsvermögen der Lkw (Kapitel 6.4) allerdings eine Aktualisierung. Die für Simulationsstrecken jeweils angenommenen Längsneigungen führen gemäß **[HBS 2001]** zu Geschwindigkeiten des fiktiven BSFz, die eine Zuordnung zu den in Tabelle 9-1 angegebenen Steigungsklassen nach sich ziehen. Dabei ergibt sich für den größten Wert einer Steigung innerhalb einer Steigungsklasse der jeweils kleinste Wert für die Beharrungsgeschwindigkeit des BSFz. Es spielt dabei keine Rolle, ob das BSFz einen ein- oder zweistreifigen Abschnitt befährt.

Steigungsklasse	Klassenbreite der Steigungen	Längsneigung der Simulationsstrecke
1	0 - 1,3%	1%
2	1,3% - 3,7%	2,5%
3	3,7% - 6,2%	5%
4	6,2% - 7,8%	7%
5	> 7,8%	8%

Tabelle 9-1: Repräsentative Längsneigungen der Simulationsstrecken im Konzept der Steigungsklassen

Die gewählten Längsneigungen der Simulationsstrecken entsprechen in etwa den Mittelwerten der festgelegten Klassen; lediglich für die Steigungsklasse 5 wurde mit 8% eine Längsneigung am „unteren Rand“ der Klasse angenommen, zumal bei einem Neubau eines RQ 15,5 nach **[RAS-L 1995]** für eine niedrige Entwurfsgeschwindigkeit $v_e = 60$ km/h nur in Ausnahmefällen eine derartige Steigung Anwendung finden wird. Die so festgelegten Steigungsklassen gewährleisten, dass trotz stärkerer Motorisierung insbesondere der Schwerfahrzeuge weiterhin das Verfahren des BSFz nach **[HBS 2001]** verwendet werden kann. Zusätzliche Einflüsse durch kürzere Abschnittslängen, unabhängig davon, ob die Beharrungsgeschwindigkeit des Bemessungsschwerfahrzeugs erreicht wird, werden in Kapitel 9.3.1 berücksichtigt.

9.2 Definition der Verkehrsqualität

Zur Beurteilung der Verkehrsqualität werden im **[HBS 2001]** unterhalb der Kapazität einer Verkehrsanlage vergleichbare Stufen der Verkehrsqualität festgelegt. Danach können nur auf ebenen Streckenabschnitten mit gestreckter Linienführung ohne Geschwindigkeitsbeschränkung die Stufen der Verkehrsqualität nach den Kriterien Reisezeit bzw. mittlere Pkw-Reisegeschwindigkeit definiert werden. Auf Landstraßen, auf denen aufgrund von Trassierungsbedingungen (Kurven, die Überholungen unmöglich machen, oder Steigungen) und zulässige Höchstgeschwindigkeiten (nach StVO für Pkw 100 km/h) nur geringe mittlere Reisegeschwindigkeiten erreicht werden können, kann dennoch bei geringen Verkehrsbelastungen von einer guten Verkehrsqualität gesprochen werden. Daher wurde im HBS die Verkehrsdichte als Parameter zur Beurteilung eingeführt, die die Bewegungsfreiheit der Kraftfahrer im Verkehrsfluss kennzeichnet. In Anlehnung an die Streckenabschnitte von zweistreifigen Landstraßen wurde auch für den RQ 15,5 die Verkehrsdichte als Maß für die Verkehrsqualität herangezogen, da insbesondere durch die Beschränkung der Höchstgeschwindigkeit die gleichen Voraussetzungen gelten wie für zweistreifigen Landstraßen. Der Unterschied zu den Angaben im HBS ist hier, dass die Verkehrsdichte nur auf eine Fahrtrichtung bezogen wird (siehe Tabelle 9-2). Dadurch dass im Rahmen dieser Arbeit die Kapazität nicht eindeutig bestimmt werden konnte, kann auch zunächst kein konkreter Wert der Verkehrsdichte einer Qualitätsstufe „E“, die das Erreichen der Kapazität kennzeichnet, zugeordnet werden. Der überschlägig aus dem HBS für eine Fahrtrichtung abgeleitete Wert von 20 Fz/km errechnet sich

beispielsweise aus einer Verkehrsstärke von 1550 Fz/h und einer mittleren Pkw-Reisegeschwindigkeit von 77,5 km/h. Dieses Wertepaar ist auch in etwa im q-v-Diagramm eines einstreifigen Abschnittes in der Steigungsklasse 1 bei einem SV-Anteil von 1% (Bild 9-4 oben) abzulesen. Eine Festlegung der Grenzwerte wird letztlich bei einer Diskussion zur Aufnahme des vorgeschlagenen Bemessungsverfahrens in das HBS in Fachgremien erfolgen.

Qualitätsstufe des Verkehrsablaufs	Verkehrsdichte [Fz/(km*Richtung)]
A	≤ 3
B	≤ 6
C	≤ 10
D	≤ 15
E	≤ 20
F	> 20

Tabelle 9-2: Vorgeschlagene Grenzwerte der Verkehrsdichte für die Qualitätsstufen

9.3 Weitere Einflussfaktoren

Länge und Position der ein- und zweistreifigen Abschnitte haben Einfluss auf die erreichbaren Pkw-Reisegeschwindigkeiten, der konkret angegeben werden kann (Bild 7-4 bzw. Tabelle 7-2). Mit Hilfe dieser korrigierten Geschwindigkeitswerte kann dann unter Berücksichtigung der Bemessungsverkehrsstärke die zur Beurteilung der Verkehrsqualität anzusetzende Verkehrsdichte k berechnet werden.

Komfortabler ist es, analog zur bestehenden Verfahrensweise im **[HBS 2001]** die Stufe der Verkehrsqualität direkt im jeweiligen q-v-Diagramm abzulesen. Daher beschäftigen sich die folgenden zwei Kapitel damit, die geschwindigkeitsabmindernden oder –erhöhenden Einflüsse so aufzubereiten, dass ein direktes Ablesen der Verkehrsqualität im q-v-Diagramm (Kapitel 9.4.1) auch für den RQ 15,5 möglich wird. Die dargelegten Erläuterungen sind daher anwenderorientiert zu verstehen; aus wissenschaftlicher Sicht ist diese Aufbereitung der Einflüsse jedoch redundant.

9.3.1 Länge der ein- und zweistreifigen Streckenabschnitte

Der unterschiedliche Einfluss der Abschnittslängen in den ein- und zweistreifigen Abschnitten ist bereits in Kapitel 7.3.1 erläutert worden (vgl. Bild 7-4). Bezugsgröße ist dabei immer eine Abschnittslänge von 1200 m. Um eine möglichst praktikable und einfache Berücksichtigung der Geschwindigkeitsdifferenzen (Δv) in einem Bemessungsverfahren zu schaffen, bietet es sich an, die durch Δv verminderten oder erhöhten Pkw-Reisegeschwindigkeiten in fiktive Bemessungsverkehrsstärken umzurechnen. Dadurch bleibt gewährleistet, dass der Anwender des Bemessungsverfahrens ausschließlich die Eingangsgröße Verkehrsstärke in einem q-v-Diagramm (Bilder 9-4 bis 9-7) verwendet und an dem Schnittpunkt mit der seinen Verkehrsverhältnissen entsprechenden

Kurve für den SV-Anteil direkt den abgegrenzten Bereich der für diesen Punkt gültigen Qualitätsstufe ablesen kann. Eine Berücksichtigung dieses Einflusses geschieht über den Faktor f_1 , mit dem die Bemessungsverkehrsstärke q_B multipliziert werden muss (Bild 9-1).

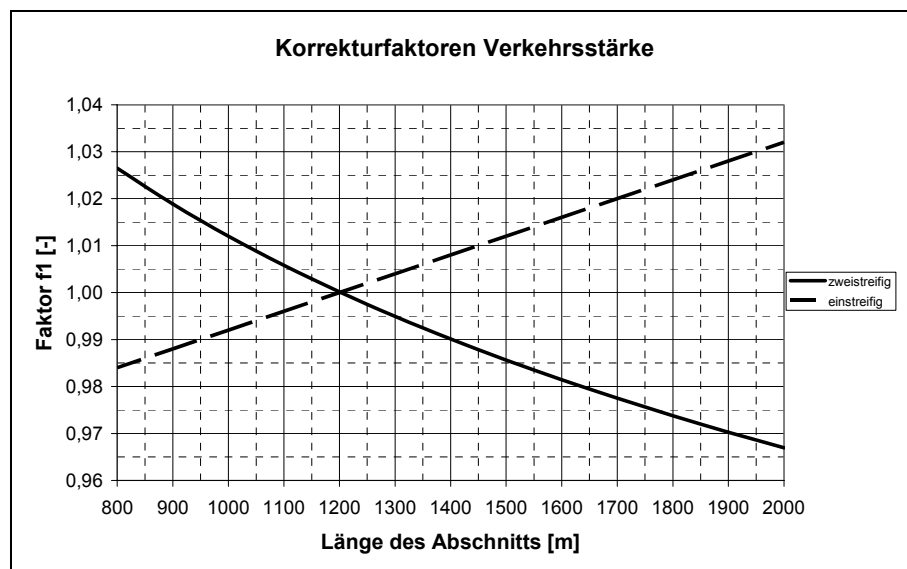


Bild 9-1: Ermittlung eines Korrekturfaktors für die Bemessungsverkehrsstärke zur Berücksichtigung der Abschnittslänge

Die korrigierte Verkehrsstärke q_B^* dient dann als Eingangsgröße für die entsprechenden q-v-Diagramme. Wird ein Abschnitt aufgrund unterschiedlicher Längsneigungen in weitere Teilabschnitte unterteilt, so ist im Bemessungsverfahren für jeden dieser Teilabschnitte zur Berücksichtigung von f_1 die Länge des gesamten Abschnitts anzusetzen.

Die prinzipielle Vorgehensweise zur Ermittlung des Faktors f_1 soll dabei anhand von Bild 9-2 erläutert werden. Zunächst wird unter Berücksichtigung der Einflüsse Längsneigung und SV-Anteil für eine bestimmte Bemessungsverkehrsstärke q_B (①) die zugehörige Pkw-Reisegeschwindigkeit $\overline{v_{R,Pkw}}$ (②) ermittelt. Die $\overline{v_{R,Pkw}}$ wird entsprechend dem Einfluss durch die Abschnittslänge erhöht bzw. vermindert (③). Mit dieser $\overline{v_{R,Pkw}}^\circ$ und q_B wird dann die Verkehrsdichte k im Punkt \boxtimes bestimmt (④), die zur Ermittlung der Qualitätsstufe herangezogen wird. Dieser Punkt \boxtimes liegt nicht mehr auf einer dem SV-Anteil entsprechend ausgewählten Kurve, so dass ein direktes Bestimmen der Qualitätsstufe nicht mehr möglich ist. Daher muss auf der entsprechenden Kurve des SV-Anteils ein Punkt gefunden werden, für den auch die im Punkt \boxtimes bestimmte Verkehrsdichte k gültig ist. Diese Verschiebung (⑤) gelingt durch Transformationen in den den Kurven zugrunde liegenden Formeln. Schließlich kann die dazugehörige Verkehrsstärke q_B^* abgelesen (⑥) und durch das Verhältnis zu q_B ein entsprechender Korrekturfaktor bestimmt werden (Anhang 4).

Anzumerken ist, dass die q_B^* zugehörige Reisegeschwindigkeit $\overline{v_{R,Pkw}}^*$ ein reines Rechenkonstrukt darstellt und nicht der tatsächlich erreichbaren $\overline{v_{R,Pkw}}^\circ$ entspricht. Entscheidend bei dieser

Vorgehensweise war ausschließlich die direkte Ablesemöglichkeit der Qualitätsstufen im q-v-Diagramm mit einer Eingangsgröße q_B^* .

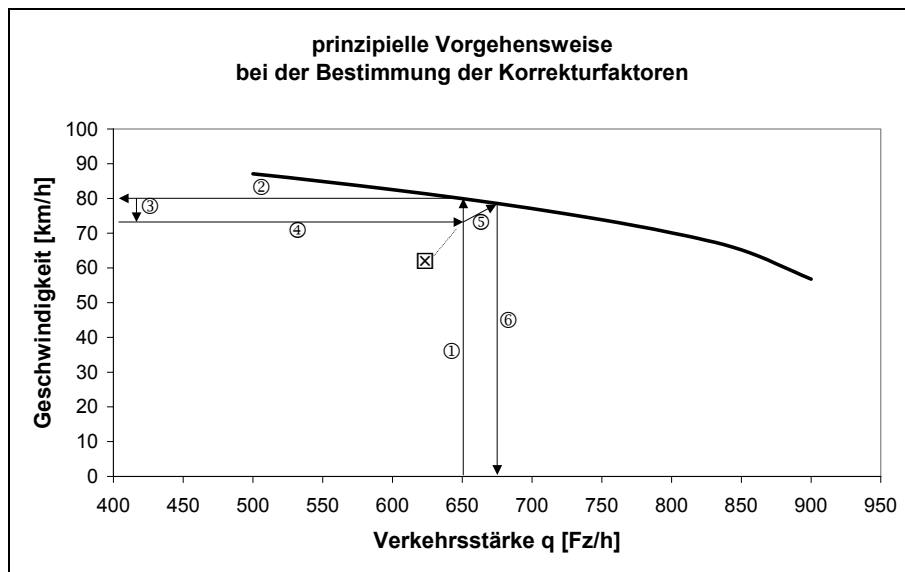


Bild 9-2: Prinzipielle Vorgehensweise bei der Bestimmung von Korrekturfaktoren

9.3.2 Anzahl der ein- und zweistreifigen Abschnitte

Im Bemessungsverfahren ist es für jeden Teilabschnitt (wechselnde Längsneigungen spielen hierbei keine Rolle) wichtig zu wissen, an welcher Position in Fahrtrichtung sich dieser befindet. Tabelle 9-3 gibt dabei einen Überblick über die Geschwindigkeitsänderungen der Pkw-Reisegeschwindigkeiten infolge der Position der jeweiligen Abschnitte in Fahrtrichtung sowie über entsprechende Korrekturfaktoren f_2 , mit denen die Bemessungsverkehrsstärke zu multiplizieren ist.

Einstreifige Abschnitte	Position in Fahrtrichtung	Δv [km/h]	Korrekturfaktor f_2 [-]
	1.	0	1
	2.	-1,2	1,01
	3.	-1,8	1,02
Zweistreifige Abschnitte	Position in Fahrtrichtung	Δv [km/h]	Korrekturfaktor f_2 [-]
	1.	0	1
	2.	-3,3	1,03
	3.	-4,0	1,04

Tabelle 9-3: Einfluss der Position ein- und zweistreifiger Abschnitte innerhalb der Gesamtstrecke auf die Pkw-Reisegeschwindigkeit – Bestimmung des Korrekturfaktors f_2

Die Ermittlung der Korrekturfaktoren erfolgte analog zu der in Kapitel 9.3.1 beschriebenen Vorgehensweise. Bei der Positionsbestimmung sind die ein- und zweistreifigen Abschnitte getrennt voneinander zu betrachten (vgl. Bild 9-3).

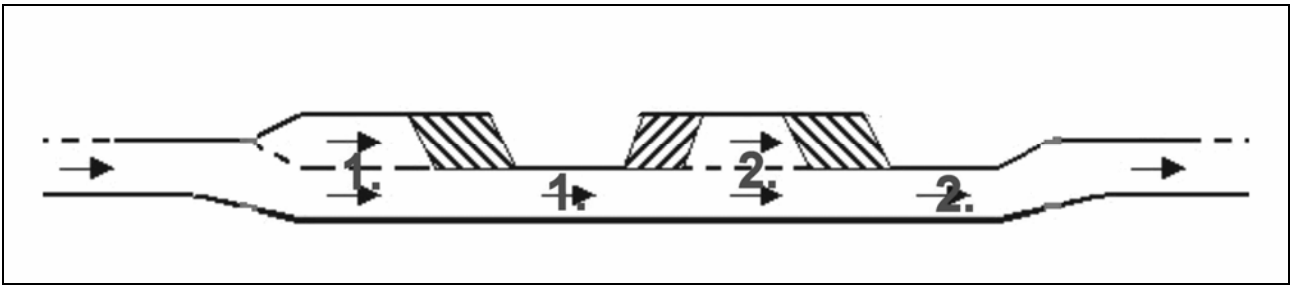


Bild 9-3: Festlegung der Positionsbestimmung ein- und zweistreifiger Abschnitte (Prinzip)

Dieses Verfahren ist nur für bis zu sechs Teilabschnitte in Folge ohne Unterbrechung durch einen Knotenpunkt (je drei zwei- und drei einstreifige) valide. Mehr Abschnitte sind in der Praxis nicht zu finden; nach der Unterbrechung durch einen Knotenpunkt beginnt die Nummerierung der Abschnitte von neuem. Es ist aber grundsätzlich anzunehmen, dass vierte und weitere Abschnitte nur unwesentlich bzw. nicht dazu führen werden, dass das Δv betragsmäßig noch zunimmt. Insofern können vereinfachend die Werte für den jeweils dritten Abschnitt angesetzt werden.

Obwohl der Eindruck entstehen könnte, dass es im Sinne der Verkehrsqualität besser wäre, wenige und dafür aber längere Abschnitte festzulegen, darf man bei dieser Betrachtung nicht die Abschnittslängen vernachlässigen. Wenn in Fahrtrichtung ein zweistreifiger Abschnitt angeordnet wird, bedeutet dies für die Gegenrichtung einen einstreifigen Abschnitt. Auf diesem sinkt jedoch die Pkw- Reisegeschwindigkeit und somit auch die Verkehrsqualität mit zunehmender Länge. Eine „optimale“ Bemessung für beiden Fahrtrichtungen kann unter diesen Gesichtspunkten nur unter der Berücksichtigung aller Einflussfaktoren erfolgen und wird in der Praxis meist durch Zwangspunkte im Gelände bestimmt.

9.3.3 Zusammenfassung

Insgesamt betrachtet kann unter Berücksichtigung von Anzahl und Länge der einzelnen Abschnitte im „langsamsten Fall“ (auf einem in Fahrtrichtung dritten 800 m langen zweistreifigen Abschnitt) die fiktive Bemessungsverkehrsstärke um maximal knapp 7% erhöht werden; das entspricht bei einer prognostizierten Verkehrsstärke von 1000 Fz/(h*Richtung) einer Erhöhung auf eine fiktive Verkehrsstärke von 1068 Fz/(h*Richtung). Berücksichtigt man die Unsicherheiten, die bei der Prognoseermittlung einer Spitzenstunde eine Rolle spielen, kann durchaus überlegt werden, ob der hier skizzierte Einfluss vernachlässigbar ist. Im Sinne eines möglichst genauen und gleichzeitig einfachen Verfahrens zur Ermittlung der Verkehrsqualität bleibt dieser Korrekturschritt jedoch Bestandteil des Verfahrens.

Es soll aber noch einmal besonders darauf hingewiesen werden, dass die Anwendung der Korrekturfaktoren zwar zum komfortablen Ablesen der Qualitätsstufen im q-v-Diagramm beiträgt, andererseits aber die der Verkehrsstärke q_B^* zugeordnete Reisegeschwindigkeit $\overline{v_{R,Pkw}}^*$ eine fiktive

Rechengröße ohne weitere Bedeutung darstellt. Anhang 5 enthält ein Berechnungsbeispiel, in dem diesem Umstand auf dem für das HBS üblichen Formblatt Rechnung getragen wird.

9.4 Verkehrsablauf auf den einzelnen Teilabschnitten

9.4.1 q-v-Diagramme

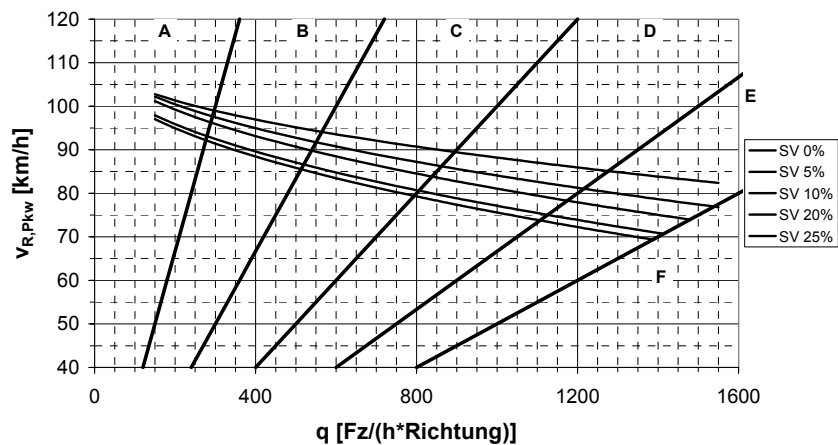
Für das vorgeschlagene Bemessungsverfahren sind die Verkehrsstärke-Geschwindigkeits-Beziehungen (q-v-Diagramme) von wesentlicher Bedeutung und hängen zunächst von den streckencharakteristischen und verkehrlichen Einflussgrößen Längsneigung und SV-Anteil ab. Diese Zusammenhänge sind in den q-v-Diagrammen (Bilder 9-4 bis 9-7) durch verschiedene Kurven berücksichtigt. Dabei wird unterschieden zwischen einstreifigen und zweistreifigen Streckenabschnitten. Es finden sich hier q-v-Diagramme mit unterschiedlichen Schwerverkehrsanteilen, differenziert nach fünf Steigungsklassen. Sie sind ausschließlich gültig für eine Abschnittslänge von 1200 m. Abweichende Abschnittslängen sind nach Kapitel 9.3.1 mit dem Faktor f_1 entsprechend zu korrigieren, die Position des entsprechenden Teilabschnitts mit dem Faktor f_2 nach Kapitel 9.3.2.

Auf der Abszisse ist die Verkehrsstärke in Kraftfahrzeugen je Stunde (bezogen auf die betrachtete Fahrtrichtung) dargestellt. Diese Verkehrsstärke schließt den Schwerverkehr ein. Auf der Ordinate ist die mittlere Pkw-Reisegeschwindigkeit dargestellt. Der Anteil der Fahrzeuge des Schwerverkehrs in Prozent ist an den Parametern der einzelnen Kurven abzulesen. Der geschwindigkeitsmindernde Einfluss des SV-Verkehrs verläuft dabei nicht linear, sondern flacht mit zunehmendem Anteil ab. Dies ist dann zu berücksichtigen, wenn für SV-Anteile insbesondere $< 5\%$ dimensioniert werden soll. In diesem Fall sollte nicht linear interpoliert werden, da in einem Bemessungsdiagramm eine Kurve für einen SV-Anteil von 2,5% bereits wesentlich näher an der 5%-Kurve als genau in der Mitte zwischen 0% und 5% liegen würde.

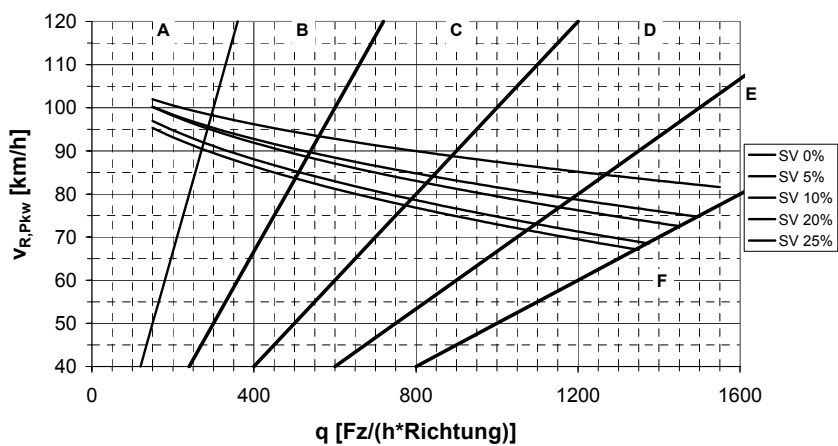
Zusätzlich sind Geraden eingetragen, die die Verkehrsdichten nach Tabelle 9-2 kennzeichnen. Sie markieren die Grenzen zwischen den einzelnen Qualitätsstufen des Verkehrsablaufs. Mit Hilfe dieser q-v-Diagramme kann für jeden Teilabschnitt für eine vorgegebene Bemessungsverkehrsstärke q_B die erreichbare Pkw-Reisegeschwindigkeit bzw. für eine korrigierte Bemessungsverkehrsstärke q_B^* die Qualitätsstufe des Verkehrsablaufs abgelesen werden. Für jeden Teilabschnitt kann die zugehörige Verkehrsdichte k berechnet werden.

Anzumerken ist, dass in den Steigungsklassen 1 und 2 bei geringen Verkehrsstärken erreichbare Pkw-Geschwindigkeiten von $v > 100$ km/h angegeben sind, obwohl auf Landstraßen eine Geschwindigkeitsbeschränkung von 100 km/h gilt. Mit dieser Darstellung soll dabei jedoch der Realität Rechnung getragen werden, dass auf Strecken mit einem RQ 15,5 zügig gefahren wird.

Steigungsklasse 1 (einstreifige Abschnitte)



Steigungsklasse 2 (einstreifige Abschnitte)



Steigungsklasse 3 (einstreifige Abschnitte)

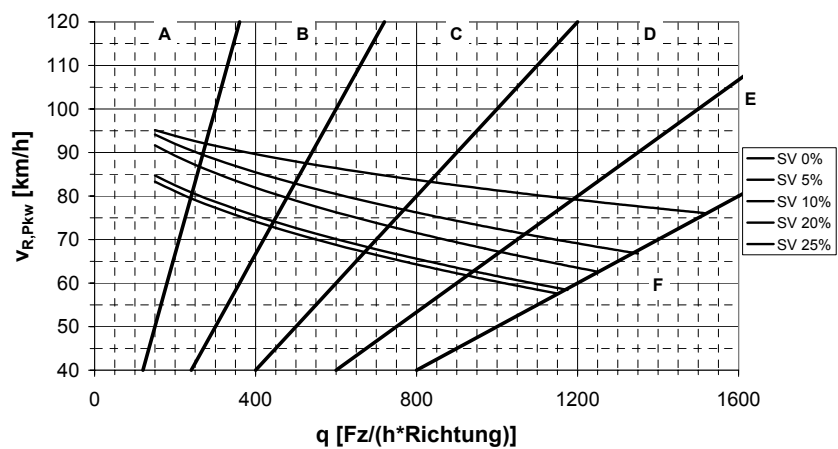
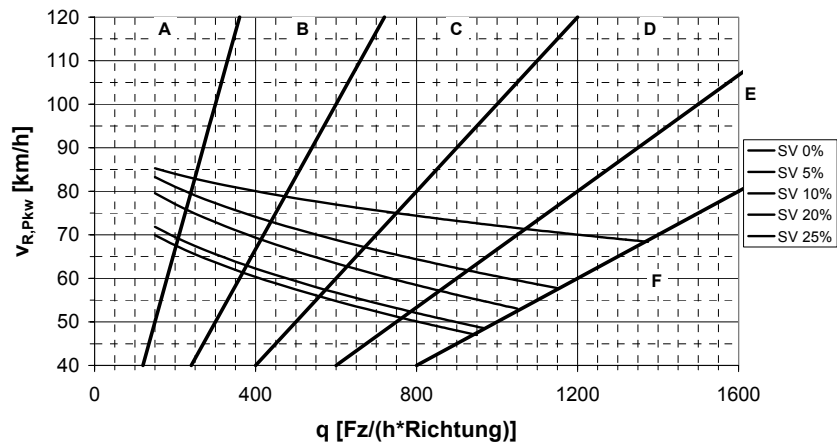


Bild 9-4: Mittlere Pkw-Reisegeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke Steigungsklassen 1-3 (einstreifige Abschnitte)– Qualitätsstufen A bis F

Steigungsklasse 4 (einstreifige Abschnitte)



Steigungsklasse 5 (einstreifige Abschnitte)

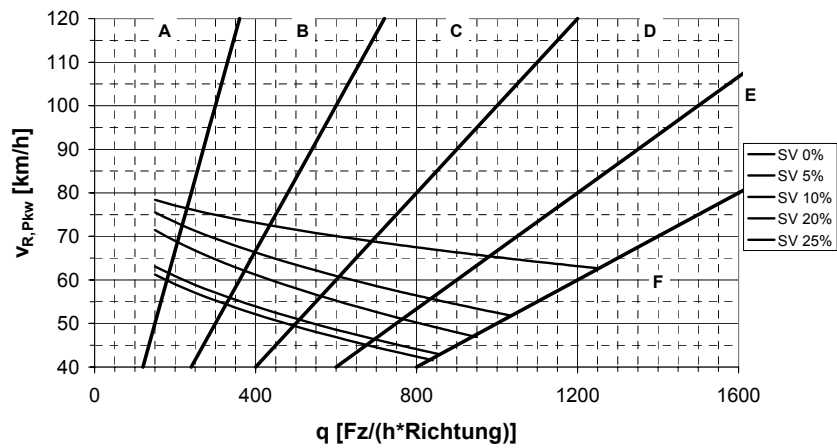
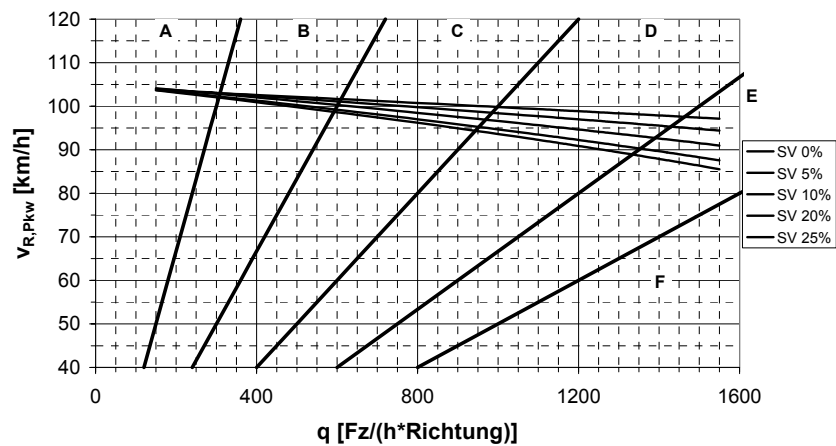
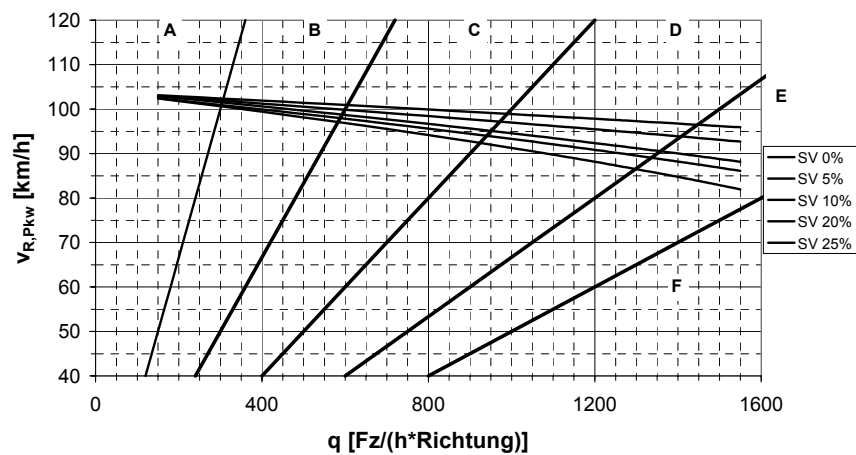


Bild 9-5: Mittlere Pkw-Reisegeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke Steigungsklassen 4-5 (einstreifige Abschnitte)– Qualitätsstufen A bis F

Steigungsklasse 1 (zweistreifige Abschnitte)



Steigungsklasse 2 (zweistreifige Abschnitte)



Steigungsklasse 3 (zweistreifige Abschnitte)

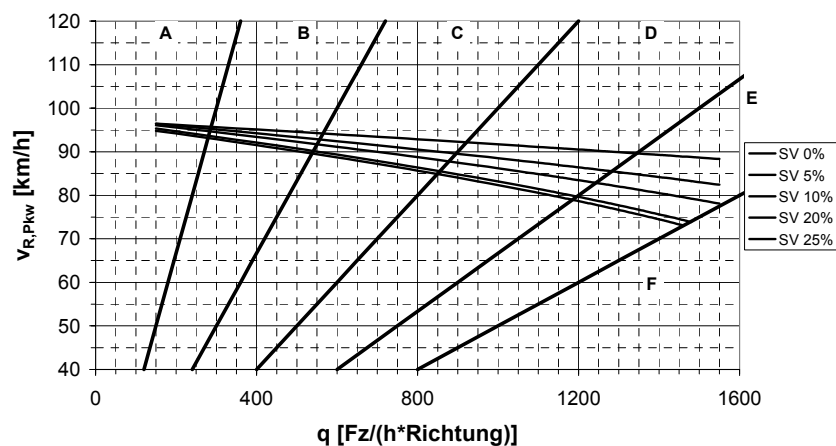


Bild 9-6: Mittlere Pkw-Reisegeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke Steigungsklassen 1-3 (zweistreifige Abschnitte)– Qualitätsstufen A bis F

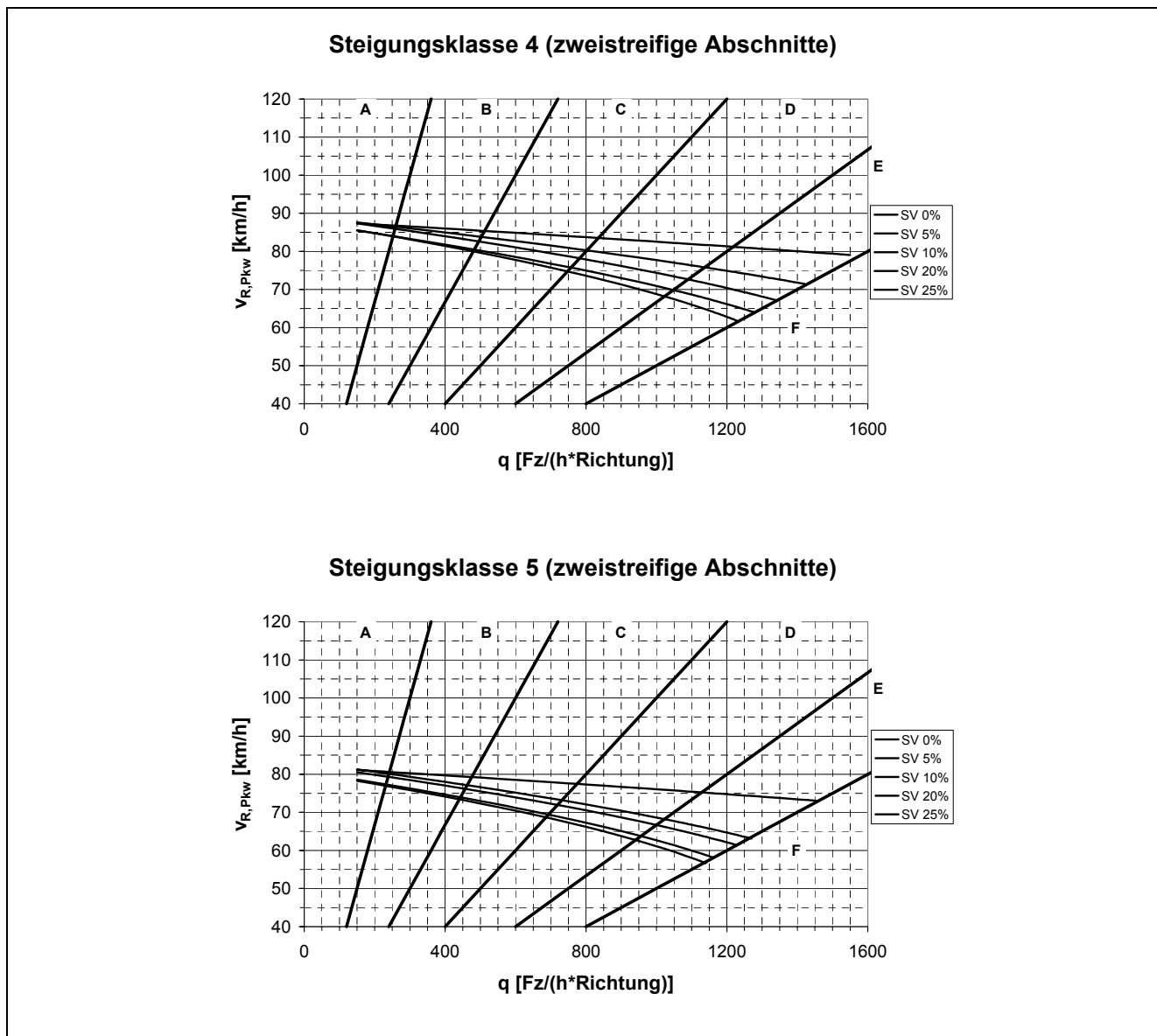


Bild 9-7: Mittlere Pkw-Reisegeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke Steigungsklassen 4-5 (zweistreifige Abschnitte)– Qualitätsstufen A bis F

Bereiche mit unterschiedlicher Fahrstreifenanzahl weisen nach diesen Darstellungen für ansonsten exakt gleiche Randbedingungen unterschiedliche erreichbare Verkehrsstärken auf. Während dabei im Vergleich die zweistreifigen Abschnitte höhere Verkehrsstärken bewältigen können, erreicht der Verkehrsablauf auf den einstreifigen Abschnitten bereits seine Kapazität.

Andererseits ist zu erwarten, dass aufgrund der Trassierung im Höhenplan die einstreifigen Abschnitte zu einem überwiegenden Anteil die Steigungsklassen 1 bis 3 abdecken werden, während die zweistreifigen Abschnitte bei bewegtem Terrain durchaus der Steigungsklasse 5 angehören können. Allgemein betrachtet sind die erreichbaren Verkehrsstärken einstreifiger Abschnitte in der Steigungsklasse 3 mit denen zweistreifiger Abschnitte in der Steigungsklasse 5 vergleichbar.

Bei der Beurteilung einer Gesamtstrecke ist somit nicht pauschal festzulegen, welcher der Abschnitte die Kapazität der gesamten Anlage bestimmt. In der Regel wird ein Abschnitt aufgrund

seiner verkehrlichen und/ oder entwurfstechnischen Parameter das so genannte „Nadelöhr“ bilden und zwangsläufig die Kapazität der Gesamtstrecke bestimmen, obwohl einzelne Teilabschnitte wiederum höhere Verkehrsstärken bewältigen könnten. Auch die pauschale Aussage, dass die einstreifigen Abschnitte die Kapazität bestimmen, kann demnach nicht so eindeutig getroffen werden. Wird jedoch in irgendeinem Abschnitt die Qualitätsstufe „F“ erreicht, ist die gesamte Anlage mit „F“ zu bewerten.

Vergleicht man die hier dargestellten Ergebnisse mit q-v-Diagrammen für Landstraßen mit Gegenverkehr [Kapitel 5, HBS 2001] fällt auf, dass beispielsweise bei der Steigungsklasse 5 im einstreifigen Bereich bei vergleichbaren Verkehrsstärken und SV-Anteil (dabei ist der Richtungsbezug der Verkehrsstärken zu beachten) höhere Pkw-Reisegeschwindigkeiten als nach HBS zu erreichen sind. Dies liegt vornehmlich an folgender Situation: Bevor ein Pkw in einen einstreifigen Abschnitt einfährt, hat er einen zweistreifigen Abschnitt durchfahren. Es ist zu erwarten, dass dieser Pkw nicht unmittelbar auf den ersten Metern auf einen langsamen Lkw auffährt und seine Geschwindigkeit vermindern muss. Ferner ist die den Diagrammen zugrunde liegende und in die Mittelwertbildung eingehende Länge des einstreifigen Abschnitts mit 1200 m vergleichsweise kurz, so dass letztlich höhere mittlere Pkw-Reisegeschwindigkeiten bei einer Strecke mit 2+1-Verkehrsführung erwartet werden können.

9.5 Überprüfung der Ergebnisse

Die parallele Entwicklung eines so genannten „Papier+Bleistift-Verfahrens“ für das HBS und des Computerprogramms LASI2+1 ermöglicht es, die Berechnungsergebnisse miteinander zu vergleichen. Um das Papier+Bleistift-Verfahren praktikabel zu gestalten, mussten zwangsweise Vereinfachungen bezogen auf die Trassierungsparameter beispielsweise in Form von Korrekturfaktoren in Kauf genommen werden, die zu Lasten der Genauigkeit gehen können. Im Computerprogramm LASI2+1 hingegen können die Trassierungsparameter ohne weitere Einschränkungen vorgegeben und in der Simulation berücksichtigt werden. Es kann daher vermutet werden, dass die Ergebnisse von LASI2+1 reale Verhältnisse besser widerspiegeln als die nach dem Handrechenverfahren ermittelten Ergebnisse. Dieser These soll im Folgenden nachgegangen werden.

Von Interesse sind dabei die Abweichungen entsprechender Ergebnisse, die mit den beiden Verfahren bestimmt wurden. Dazu wurden insgesamt sieben Teststrecken definiert, die sich in den verschiedenen streckenbezogenen Parametern unterscheiden. Bei der Trassierung wurde davon ausgegangen, dass einstreifige Abschnitte nicht im Bereich großer Steigungen liegen (Tabelle 9-4). Ferner sind die Anordnung der Fahrstreifen sowie die Längsneigungen für eine Fahrtrichtung von links nach rechts angegeben.

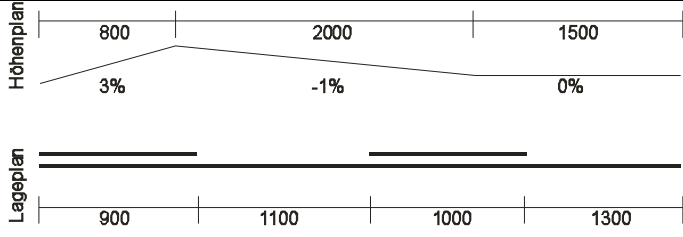
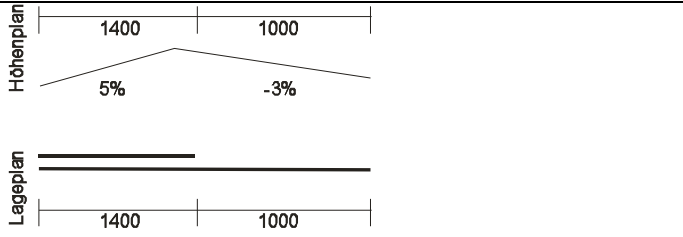
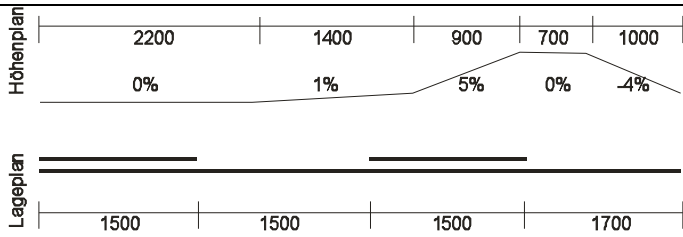
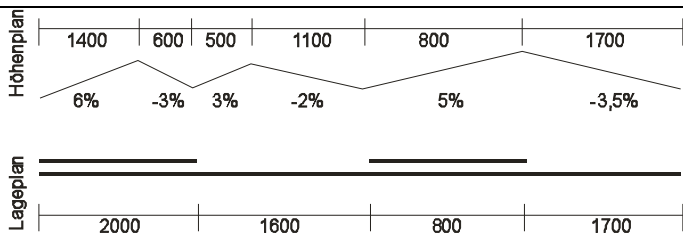
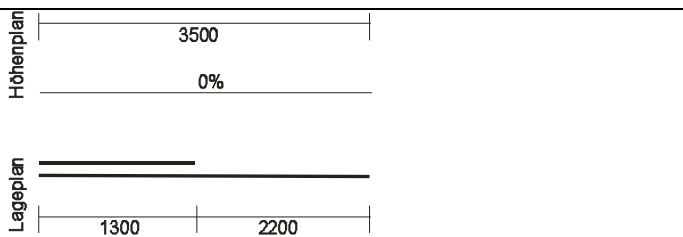
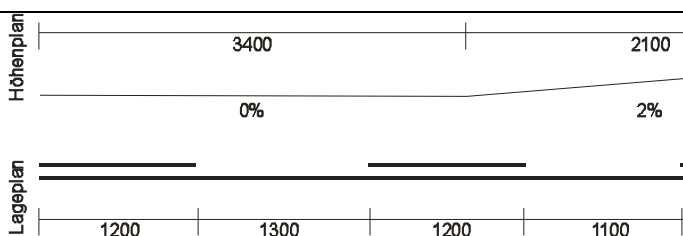
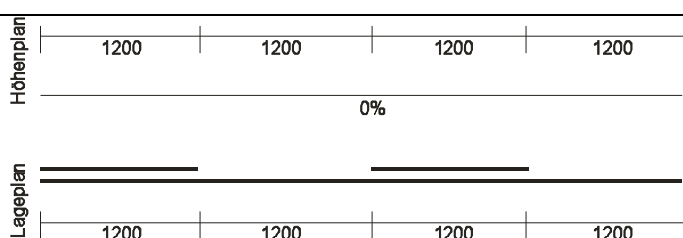
Teststrecke 1	 <p>[m]</p>
Teststrecke 2	 <p>[m]</p>
Teststrecke 3	 <p>[m]</p>
Teststrecke 4	 <p>[m]</p>
Teststrecke 5	 <p>[m]</p>
Teststrecke 6	 <p>[m]</p>
Teststrecke 7	 <p>[m]</p>

Tabelle 9-4: Übersicht über die Teststrecken 1-7 (Lage- und Höhenplan)

Die unterschiedlichen verkehrlichen Konstellationen sind der Tabelle 9-5 zu entnehmen. Dabei bedeuten q die Verkehrsstärke und b_{SV} den Schwerverkehrsanteil.

Strecke	1		2		3		4		5		6		7	
	q	b_{SV}	q	b_{SV}	q	b_{SV}	q	b_{SV}	q	b_{SV}	q	b_{SV}	q	b_{SV}
	500	15%	600	22%	250	10%	500	16%	400	25%	600	11%	300	20%
	700	15%	800	16%	750	15%	800	8%	1100	25%			700	15%
	1000	15%											1200	10%

Tabelle 9-5: Übersicht über die verkehrlichen Eingabeparameter bei den Teststrecken

Die Ergebnisse in Bild 9-8 zeigen, dass in nur 6 Fällen mit dem Handrechenverfahren die Ergebnisse der Simulation unterschätzt werden; d. h. in den übrigen 21 Fällen wird mit dem Papier+Bleistift-Verfahren eine leicht höhere Verkehrsdichte berechnet.

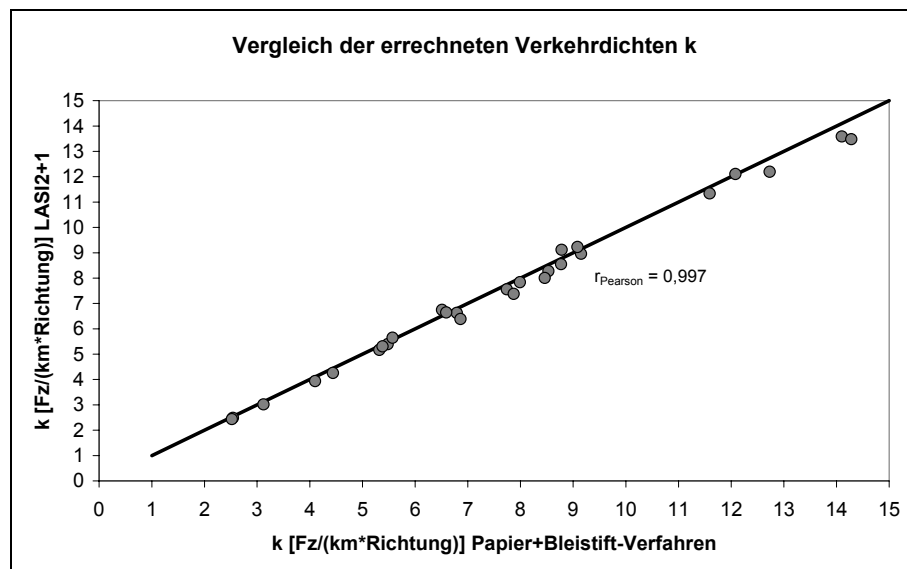


Bild 9-8: Vergleich der Berechnungsergebnisse im Methodenvergleich „Papier+Bleistift-Verfahren“ – Simulationsprogramm „LASI2+1“

In jedem der untersuchten 27 Fälle wird jedoch mit beiden Verfahren dieselbe Qualitätsstufe (QSV) ermittelt. Die hier ermittelten Abweichungen streuen gering und so, dass keine systematischen Abhängigkeiten zwischen der Stärke der Abweichung und einzelnen Eingangsparametern erkennbar sind. Die in diesen Beispielen maximal ermittelte Abweichung beträgt 6,8%; d. h. mit dem Handrechenverfahren wird die zur Bestimmung der Verkehrsqualität zu berechnende Verkehrsdichte gegenüber der Simulation überschätzt. Setzt man diese 6,8% Abweichung bei der Eingangsgröße Verkehrsstärke an, so bedeutet dies im konkreten Fall, dass statt 700 Fz/(h*Richtung) eine Bemessungsverkehrsstärke von 748 Fz/(h*Richtung) Eingang in die Berechnung hätte finden müssen. Unter Berücksichtigung der Ungenauigkeiten bei der Erstellung einer Prognoseverkehrsstärke für die Spitzenstunde einer Verkehrsanlage erscheint diese Abweichung tolerierbar.

Kritisch sind vor allem die Fälle zu sehen, in denen die Verkehrsdichte mit dem Handrechenverfahren unterschätzt wird, vor allem dann, wenn dadurch eine günstigere Stufe der Verkehrsqualität ermittelt würde.

Dabei sollten die Ergebnisse jedes Bemessungsverfahrens nach **[HBS 2001]** immer vor dem Hintergrund gedeutet werden, dass die Berechnungen zum einen auf einem überschlägigen Verfahren beruhen und die berechneten Ergebnisse zum anderen insbesondere von der prognostizierten Bemessungsverkehrsstärke (die nur innerhalb einen bestimmten Schwankungsbereichs verlässlich angegeben werden kann) abhängig sind. Insofern sollte ein Ergebnis im Grenzbereich zwischen zwei Qualitätsstufen immer so interpretiert werden, dass prinzipiell beide Qualitätsstufen in Betracht kommen könnten. In solchen Fällen empfiehlt es sich, zwar eine Qualitätsstufe festzulegen, jedoch dabei die Randbedingungen, unter denen diese Qualitätsstufe erzielt wurde, sowie die Sensitivität des Ergebnisses immer mitzubetrachten.

Abschließend ist festzustellen, dass trotz der getroffenen Vereinfachungen die Ergebnisse der mit dem Papier+Bleistift-Verfahren vorgenommenen Bewertung nur geringfügig von denen der Simulation abweicht. Dieses Resultat spricht für die Qualität des Handrechenverfahrens, bei dem trotz anwendungsbezogener Vereinfachungen eine hohe Ergebnisgenauigkeit gelungen ist.

9.6 Bewertung unterschiedlicher Querschnitte nach HBS

Um die dargestellten Ergebnisse im Kontext des HBS einordnen zu können, soll ein vereinfachter Vergleich angestellt werden. Gegeben sei die in Bild 9-9 dargestellte Strecke von A-Stadt nach B-Hausen. Die Streckenlänge beträgt 2400 m (bei einem RQ 15,5 betragen die Länge der ein- und zweistreifigen Abschnitte jeweils 1200 m, wobei die Sperrfläche im kritischen Wechsel bereits der einstreifigen Teilstrecke zugeschlagen wurde). Die Einordnung der Strecke erfolgt vereinfachend in die Steigungsklasse 3. Ferner ist die Verkehrsbelastung mit 1000 Fz/h im Querschnitt gegeben; aufgeteilt auf die Fahrtrichtungen mit je 500 Fz/(h*Richtung) mit einem SV-Anteil von 10%. Der Kurvigkeitsbereich betrage aus Vergleichsgründen 0-75 gon/km.

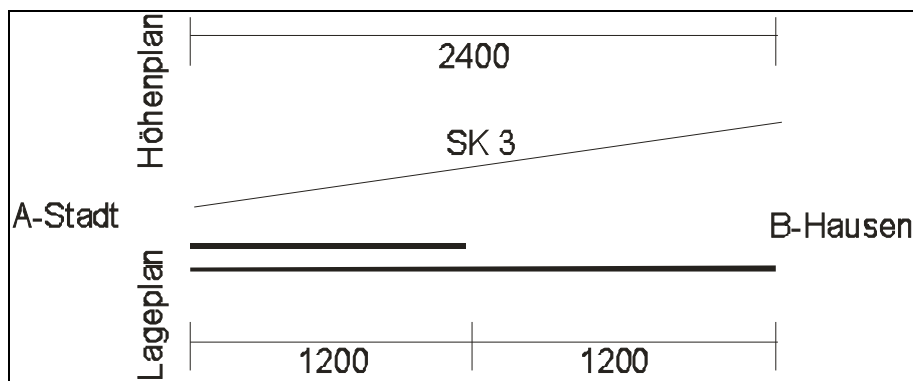


Bild 9-9: Teststrecke zur vergleichenden Betrachtung unterschiedlicher Querschnitte

Bewertet man einen RQ 10,5 nach Kapitel 5 des HBS, so erhält man eine mittlere rechnerische Verkehrsdichte von 15,38 Fz/km; dies entspricht der Qualitätsstufe „C“. Wählt man stattdessen

einen RQ 15,5 als Querschnitt, so ergibt sich bei der skizzierten Anordnung der ein- und zweistreifigen Abschnitte im Lageplan für die Gesamtstrecke eine mittlere rechnerische Verkehrsdichte von 5,85 Fz/(km*Richtung); dies entspricht der Qualitätsstufe „B“.

Dieser Vergleich zeigt, dass durch die Wahl eines anderen Querschnitts die Verkehrsqualität, ausgedrückt hier durch den Sprung von Stufe „C“ in Stufe „B“, verbessert werden kann. In weiteren, hier nicht dargestellten Beispielen kann aber gezeigt werden, dass die Bewertung innerhalb der gleichen Qualitätsstufe erfolgt. Dabei wird in der Regel allerdings für die Verkehrsdichte bei einem RQ 10,5 ein Wert an der Grenze zur nächst schlechteren Qualitätsstufe errechnet, bei einem RQ 15,5 hingegen ein Wert an der Grenze zur nächst besseren Qualitätsstufe.

10 Verfahren zur Beurteilung der Verkehrsqualität von Streckenzügen

In diesem Kapitel soll das in Kapitel 9 beschriebene Verfahren für freie Streckenabschnitte dahingehend erweitert werden, dass Einflüsse, die aufgrund des Elements „Knotenpunkt“ auf den Verkehrsablauf bestehen, bei der Bestimmung der Verkehrsqualität mitberücksichtigt werden können.

Als prinzipielle Vorgehensweise bieten sich zwei Möglichkeiten an:

1. „Verknüpfung zweier verschiedener Verfahren nach HBS“: Hierzu müsste eine Abstimmung der für das Maß der Verkehrsqualität zugrunde gelegten Kriterien erfolgen. Konkret bedeutet dies: Es ist zu hinterfragen, ob beispielsweise Qualitätsstufe „C“ an einem planfreien Knotenpunkt (Kriterium ist hier der Auslastungsgrad) vergleichbar ist mit der Qualitätsstufe „C“ bei einem RQ 15,5 (Kriterium ist hier die Verkehrsdichte – vgl. Kapitel 9.2). Von dieser Problematik abgesehen entspricht der Verkehrsablauf an einem, in den unkritischen Wechsel eines RQ 15,5 integrierten Knotenpunkt nicht dem Verkehrsablauf an einem Knotenpunkt, der nach einer Standardlösung (beispielsweise nach **[AH-RAL-K-2 1993]** – vgl. Bild 3-8) ausgebildet wurde.
2. „Entwicklung eines integrierten Verfahrens“: Im Rahmen eines neu zu entwickelnden Verfahrens ist für die Abfolge „freie Strecke – Knotenpunkt – freie Strecke“ ein einziges Kriterium als Maß für die Verkehrsqualität zu entwickeln. Dabei ist zu analysieren, welcher Art die Auswirkungen eines Knotenpunktes auf die vorher liegenden und anschließenden Bereiche der freien Strecke sind. Dies hat den Vorteil, dass der Knotenpunkt an sich gar nicht in die Bewertung der Verkehrsqualität einfließen muss, wenn im Vordergrund die Bewertung der durchgehenden Strecke stehen soll.

Im Kapitel 1.2 wurde bereits die dieser Arbeit zugrunde liegende Vorgehensweise erläutert, ein im Rahmen eines Forschungsprojektes entstandenes Bemessungsverfahren zu erweitern (Möglichkeit 2). Diese Vorgehensweise wird dabei aber auch insgesamt als zielführender bewertet.

10.1 Festlegung des zu untersuchenden Knotenpunkttyps

Im Rahmen dieser Arbeit wurde aufgrund des zu erwartenden Umfangs von Knotenpunktlösungen und den dazu notwendigen empirischen Erhebungen sowie insbesondere den damit verbundenen Kosten darauf verzichtet, jede denkbare Knotenpunktlösung in die Untersuchung mit einzubeziehen. Eine Analyse der in Deutschland unter Verkehr befindlichen Strecken erbrachte eine Vielzahl von Knotenpunktentwürfen, deren häufigsten Fälle in den folgenden Abbildungen dargestellt sind. Dabei wird prinzipiell unterschieden in plangleiche (Bild 10-1) und planfreie (Bild 10-2) Knotenpunkte. Dargestellt sind dabei lediglich die für die durchgehende Strecke mit 2+1-Verkehrsführung relevanten Fahrbeziehungen. Es wird an dieser Stelle noch einmal betont, dass für die weitere Untersuchung in dieser Arbeit plangleiche Knotenpunkte keine Relevanz besitzen.

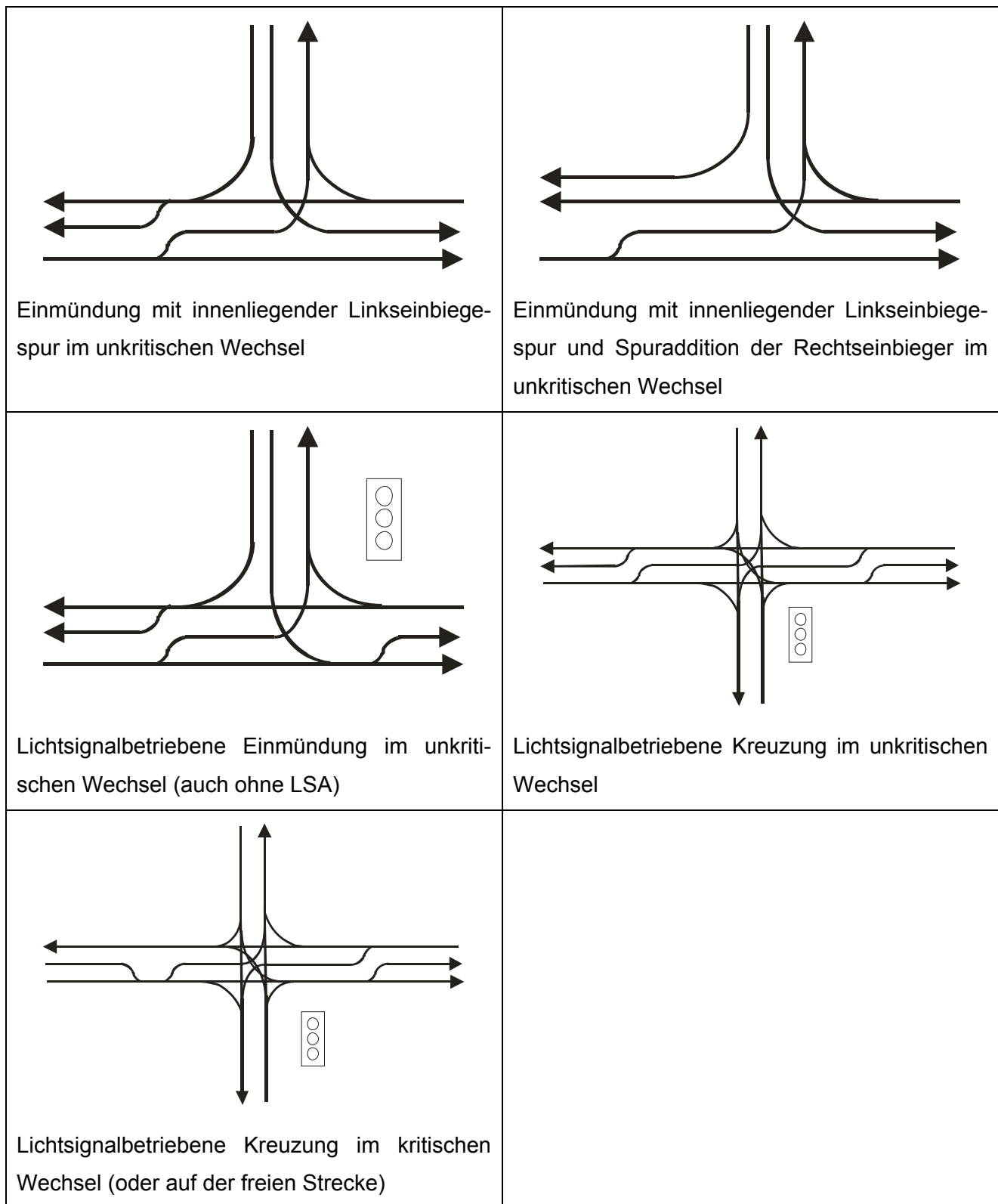


Bild 10-1: Darstellung der häufigsten plangleichen Knotenpunktlösungen (Fahrstreifendarstellung)

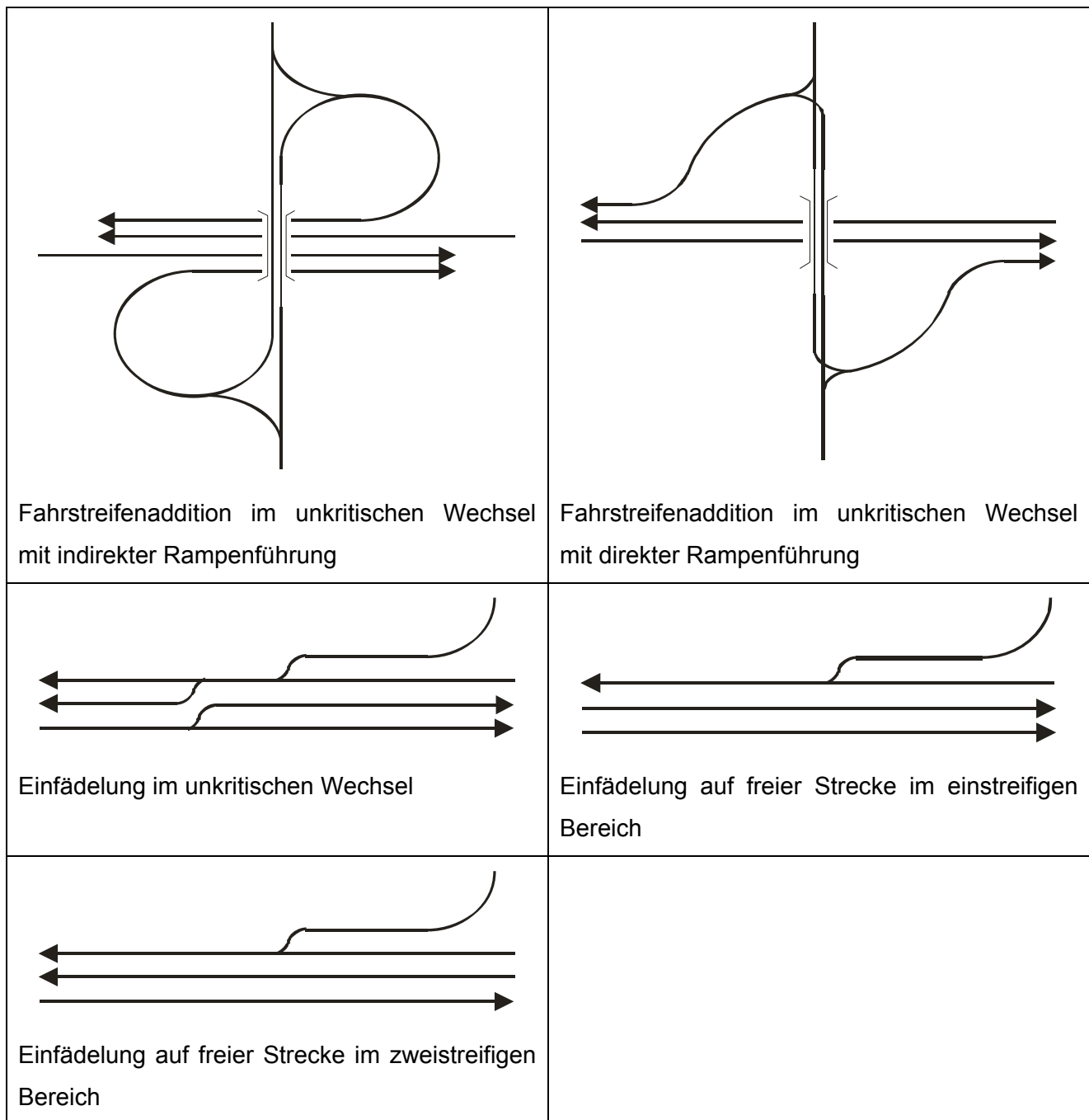


Bild 10-2: Darstellung der häufigsten plan-/ teilplanfreien Knotenpunktlösungen (Fahrstreifendarstellung)

Im Zuge der aktuellen Entwicklung neuer Richtlinien für die Anlage von Landstraßen (RAL) werden voraussichtlich für einen RQ 15,5 prinzipiell planfreie Knotenpunkte vorgeschlagen **[Hartkopf, Weber, R. 2005]**. Die beim Neubau von Strecken mit 2+1-Verkehrsführung bevorzugte Lösung ist dabei die Einbindung eines planfreien Knotenpunkts in Form einer Fahrstreifenaddition im unkritischen Wechsel (vgl. auch **[RAS-Q 1996]**). Aus diesem Grund wurde für die vorliegende Arbeit die Entscheidung getroffen, ein integriertes Verfahren zur Beurteilung der Verkehrsqualität zunächst ausschließlich für die in Bild 10-2 oben dargestellten Knotenpunktformen zu erarbeiten. Diese Knotenpunktlösungen sind bei den realisierten plan-/ teilplanfreien Lösungen in Deutschland zudem mit Abstand am häufigsten vorzufinden.

10.2 Empirische Untersuchungen

Wie bereits in Kapitel 4 erläutert werden empirische Untersuchungen mit unterschiedlichen Zielsetzungen durchgeführt. Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Erhebungen an Knotenpunkten beschränkten sich dabei auf wenige Messstrecken, da der gewählte methodische Ansatz (Kapitel 10.2.1) nur allein mit Hilfe der mikroskopischen Verkehrsflusssimulation lösbar ist. Die erhobenen Daten dienen hier somit ausschließlich der Überprüfung und Anpassung des Simulationsmodells.

10.2.1 Methodischer Ansatz

Ziel ist es, ein Konzept zu erarbeiten, bei dem mit Hilfe des Papier+Bleistift-Verfahrens die Beurteilung der Verkehrsqualität für einen Streckenzug erfolgen kann. Als zusätzliche Randbedingung sollte dieses Konzept auf dem im Kapitel 9 erläuterten Verfahren aufbauen. Der gewählte Ansatz unterstellt, dass der Zufluss in der Einfahrrampe an einem planfreien Knotenpunkt q_{EF} (vgl. Bild 10-3) Auswirkungen auf die erreichbaren Reisegeschwindigkeiten im nachfolgenden zweistreifigen Abschnitt hat. Analog zu den Faktoren f_1 und f_2 zur Berücksichtigung von Abschnittslängen und der Position der Abschnitte (vgl. Kapitel 9.3) ist es vorstellbar, dass aus dem Verhältnis der Verkehrsstärken in der durchgehenden Fahrbahn (q_{dF}) und in der Einfahrt (q_{EF}) ein weiterer Einflussfaktor bestimmt wird.

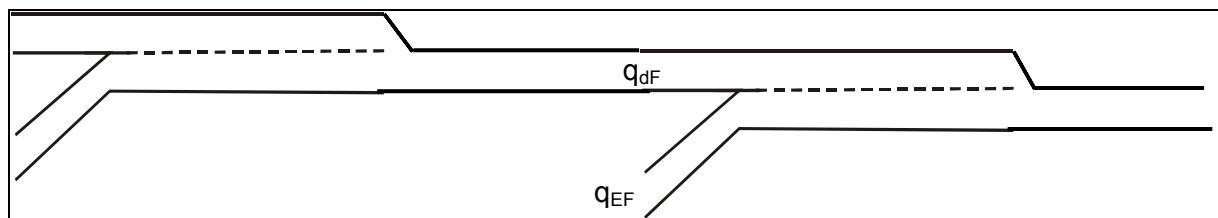


Bild 10-3: Prinzipdarstellung des planfreien Knotenpunktes im unkritischen Wechsel

Mit Hilfe der Simulation sollen dazu so genannte „Mit-Ohne-Vergleiche“ angestellt werden. Dabei werden Strecken ohne Knotenpunkt ($q_{EF} = 0$ Fz/h) Strecken mit einem Zufluss in der Einfahrt ($q_{EF} > 0$ Fz/h) gegenübergestellt und miteinander verglichen. Diese Art der Untersuchung ist in der Praxis nicht durchführbar, es sei denn, man würde temporär Einfahrten an Knotenpunkten sperren lassen. Zur Anpassung und Kalibrierung des Simulationsmodells LASI2+1 wurden dazu zunächst zwei Ansätze verfolgt, die in den folgenden Kapiteln näher erläutert werden.

10.2.2 Abgrenzung des „Interaktionsbereiches“

Bedingt durch die Einfahrt ist zu erwarten, dass auf einer bestimmten Länge hinter dem Querschnitt der Spuraddition vermehrte Aktivitäten hinsichtlich Fahrstreifenwechsel in Folge von Überholungen (Fahrstreifenwechsel von rechts nach links) bzw. aufgrund des Rechtsfahrgebotes (Fahrstreifenwechsel von links nach rechts) zu beobachten sind.

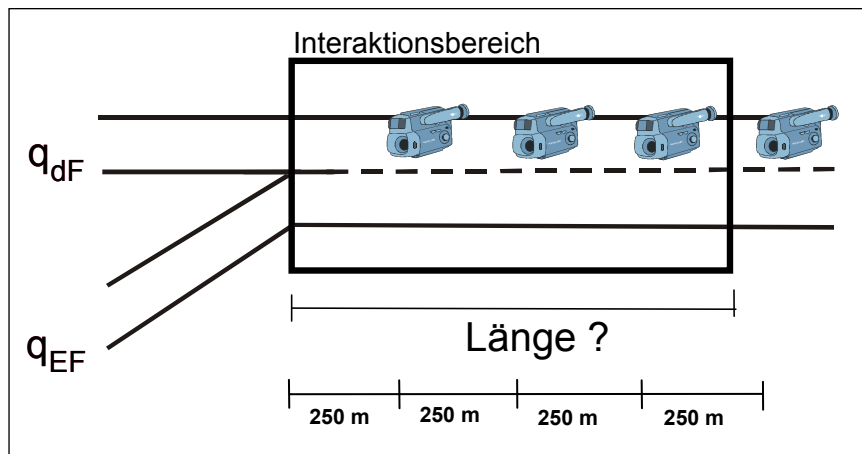


Bild 10-4: Prinzipieller Messaufbau zur Bestimmung des Interaktionsbereiches

Um diese Länge und die darin stattfindenden Fahrmanöver zu bestimmen, wurde an ausgewählten Messstrecken der in Bild 10-4 skizzierte Messaufbau installiert, wobei die Videokameras nach Möglichkeit an Brücken hoch über der Fahrbahn angebracht wurden und der Abstand zwischen den Kameras aus Gründen der Erkennbarkeit auf dem Videobild nicht mehr als 250 m betragen durfte. Mit vier zur Verfügung stehenden Kameras konnte dadurch ein Untersuchungsraum mit einer Länge von 1000 m, unterteilt in vier Sektoren, abgedeckt werden; dies wurde für die Abgrenzung des Interaktionsbereiches als ausreichend angesehen. Die Anforderungen an die Positionierung der Kameras schränkte die Auswahl der Messstrecken erheblich ein; es wurden insgesamt zwei Messungen nach dem skizzierten Messaufbau realisiert. Die Ergebnisse dieser Untersuchung können beispielsweise Fahrstreifenaufteilungen liefern, anhand derer das Simulationsmodell der beobachteten Situation z. B. durch bestimmte Verhaltensregeln der FFE angepasst werden kann.

10.2.3 Lokale Geschwindigkeiten in der Rampenfahrbahn

Eine Möglichkeit, in der Simulation Modellergebnisse auf beobachtbare Verkehrsverhältnisse abzustimmen, besteht in der Anpassung der Vorgabegeschwindigkeiten (vgl. Kapitel 6.5.3). Dazu wurde an geeigneten Messstrecken eine Videokamera hoch über der Fahrbahn angebracht. Aus den aufgezeichneten Videobildern wurden lokale Geschwindigkeiten allein fahrender Fahrzeuge am Ende der Rampe (vgl. Bild 10-5) bestimmt.

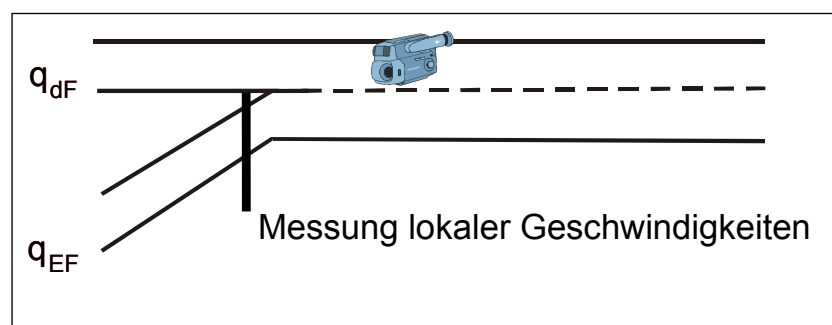


Bild 10-5: Prinzipieller Messaufbau zur Bestimmung lokaler Geschwindigkeiten

Da die Kamera ausschließlich auf Brücken stationiert wurde, boten sich Knotenpunkte mit indirekter Rampenführung an (vgl. Bild 10-2 oben links). Nach diesem Messaufbau wurden insgesamt drei Messungen durchgeführt.

10.2.4 Übersicht über die Messstrecken

Die im Rahmen der Untersuchung an planfreien Knotenpunkten ausgesuchten Messstrecken sollten nach Möglichkeit in direktem Zusammenhang zu den im Rahmen der Streckenuntersuchung ausgewählten Strecken (Kapitel 4.1) stehen. Dies war aufgrund der aus dem Erhebungsdesign abgeleiteten oben skizzierten Randbedingungen bezüglich der Kameraposition nur zum Teil möglich, so dass zusätzliche Strecken in die Auswahl miteinbezogen wurden. Die folgende Tabelle gibt eine Übersicht über die durchgeführten Untersuchungen und den dabei zum Einsatz gekommenen Messaufbau.

Straße	Einfahrt/ Ort	Bundesland	Datum der Messung	Dauer	Messaufbau nach ...
B 1	Schloss Neuhaus	NRW	28.05.02	3 h	Bild 10-4
B 54	Steinfurt	NRW	29.05.02	3 h	Bild 10-4
B 54	Steinfurt	NRW	29.05.02	3 h	Bild 10-5
B 62	Kirchhain (-West)	Hessen	03.02.04	2 h	Bild 10-5
B 83	Hess. Oldendorf	Nieders.	03.02.04	2 h	Bild 10-5

Tabelle 10-1: Übersicht über die ausgewählten Knotenpunkte für empirische Messungen

An den ausgewählten Messstrecken wurden insbesondere hinsichtlich der Positionierung von Kameras sehr gute Bedingungen angetroffen. Die Messungen konnten ohne witterungsbedingte Einflüsse durchgeführt werden. Fahrbahnzustand, Markierung und Beschilderung waren in gutem Zustand. Die Längsneigung war bei allen Strecken im Bereich der Messquerschnitte $< 2\%$. Übersichtspläne von den Strecken sind im Anhang 2.2 enthalten.

10.2.5 Ergebnisse der Messungen

Abgrenzung des Interaktionsbereiches

Bei den Erhebungen nach dem in Bild 10-4 beschriebenen Messaufbau waren auf beiden Untersuchungsstrecken (B 1 und B 54) wider Erwarten nur wenige Interaktionen zwischen Fahrzeugen zu beobachten.

Verglichen mit Erhebungen zur Fahrstreifenbelegung auf der B 33 bzw. B 7 [Brannolte, Baselau, Dong 2004] war in den vier von den Videokameras abgedeckten Bereichen eine ähnliche Fahrstreifenaufteilung zu beobachten. In Tabelle 10-2 sind beispielhaft die Werte für die B 54 in Beziehung zu einer früheren Untersuchung auf der B 33 gesetzt.

Ort	Fahrzeuge auf dem rechten Fahrstreifen		Fahrzeuge auf dem linken Fahrstreifen	
	B 54	Kontrolle (B 33)	B 54	Kontrolle (B 33)
Beginn zweistreifiger Abschnitt	55%	68%	45%	32%
Mitte zweistreifiger Abschnitt	71%	72%	29%	28%

Tabelle 10-2: Fahrstreifenaufteilung in ausgewählten zweistreifigen Abschnitten

Dass der Anteil der Fahrzeuge zu Beginn des zweistreifigen Abschnitts auf dem linken Fahrstreifen der B 54 deutlich höher als bei der Vergleichsmessung auf der B 33 liegt, kann dadurch erklärt werden, dass aufgrund der Spuraddition an dieser Beobachtungsquerschnitt Fahrzeuge den durchgehenden (linken) Fahrstreifen benutzen müssen, die normalerweise auf dem rechten Fahrstreifen anzutreffen wären (vgl. Bild 10-6).

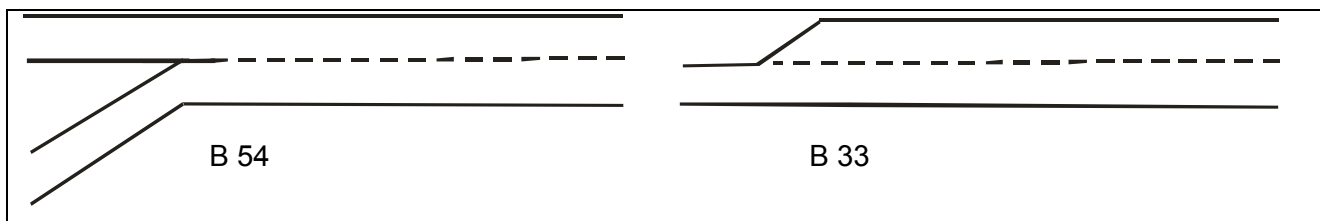


Bild 10-6: Unterschiedliche Übergänge in die zweistreifigen Abschnitte (B 54/ B33)

Des weiteren konnten bereits im ersten Sektor (also direkt zu Beginn des zweistreifigen Abschnitts) nur sehr wenige Aktionen bzw. Interaktionen beobachtet werden, die aufgrund der unterschiedlich hohen Fahrgeschwindigkeiten auf der durchgehenden Fahrbahn bzw. der Einfahrt häufiger zu erwarten gewesen wären. Es wurden in allen Sektoren folgende Aktionen unterschieden:

- Fahrstreifenwechsel nach links,
- Fahrstreifenwechsel nach rechts sowie
- Verflechtungsvorgänge zwischen Pkw und Pkw, zwischen Pkw und Lkw sowie zwischen Lkw und Lkw (vgl. zu den Fahrmanövern auch Bild 3-8).

Auf der B 54 wurden so in allen vier Sektoren jeweils rund 2.000 Fahrzeuge beobachtet. Der SV-Anteil betrug hier 13%. 55% der Fahrzeuge wurden dabei in der Einfahrrampe registriert, 45% auf dem durchgehenden Fahrstreifen. Der SV-Anteil war in beiden Fahrstreifen annähernd gleich.

Im gesamten Betrachtungszeitraum wurden im ersten Sektor lediglich ein Verflechtungsvorgang (Pkw/ Lkw) registriert. Erwartungsgemäß hoch ist der Anteil der Lkw, die aufgrund des Rechtsfahrgebots bereits auf den ersten 250 m einen Fahrstreifenwechsel von links nach rechts vollziehen (60% der Lkw), die restlichen 40% wechselten im zweiten Sektor. Der Anteil der von links nach rechts wechselnden Pkw betrug im ersten Sektor lediglich 9% aller Pkw, die meisten Wechsel wurden hier im dritten Sektor beobachtet (41%). Ebenso gering ist der Anteil wechselnder Pkw von rechts nach links im ersten Sektor mit 8%. Auf der B 1 wurde insgesamt eine deutlich geringere Anzahl an Aktionen beobachtet.

Trotz in etwa gleichstarker Verkehrsströme auf Einfahrt und durchgehendem Fahrstreifen lassen sich keine den Verkehrsablauf besonders charakterisierenden Zustände beobachten. Die Ergebnisse lassen weder eine Aussage über die Abgrenzung eines Interaktionsbereiches zu, noch liefern sie aufschlussreiche Informationen über besondere Interaktionen zwischen Verkehrsteilnehmern, die sich wesentlich von dem Verhalten auf der freien Strecke unterscheiden. Daher werden für die anstehende Verkehrsflusssimulation keine Modellveränderungen vorgenommen.

Lokale Geschwindigkeiten

Die Auswertung der lokalen Geschwindigkeiten allein fahrender Fahrzeuge wurde mit Hilfe des Systems ViVaTraffic2 durchgeführt. Das Geschwindigkeitsniveau war dabei an allen drei Knotenpunkten ähnlich, die B 54 lieferte hierbei die größte Datenbasis (jeweils 100 Pkw und Lkw wurden berücksichtigt), so dass die im Folgenden dargestellten Ergebnisse von dieser Untersuchungsstrecke abgeleitet wurden.

Im Vergleich zu den für die freie Strecke ermittelten lokalen Geschwindigkeiten liegen die Mittelwerte am Knotenpunkt um bis zu 40 km/h niedriger. Mit Hilfe des χ^2 -Tests konnte gezeigt werden, dass die Verteilung der Pkw-Geschwindigkeiten sich nicht signifikant von einer Normalverteilung unterscheidet. Für Lkw konnte diese Anpassung nicht erbracht werden. Hier zeigt sich im Bild 10-7 rechts eine links schiefe Verteilung, die auf die enge Radienführung im Bereich der Rampe zurückzuführen ist.

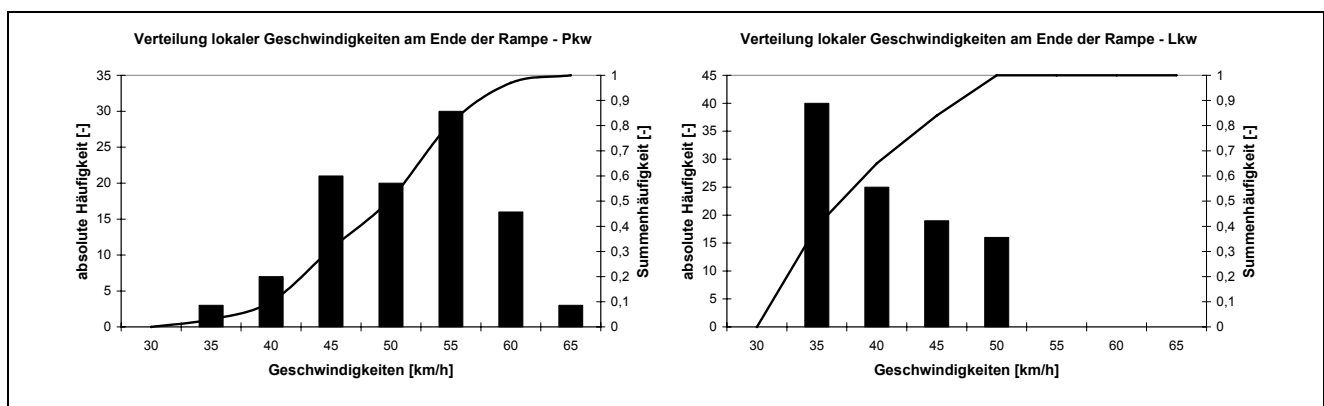


Bild 10-7: Verteilungsfunktionen lokaler Geschwindigkeiten am Knotenpunkt Steinfurt (B 54)

Für die Verkehrsflusssimulation ist dieses Ergebnis von großer Bedeutung. Bei der Addition eines Fahrstreifens können die hier ermittelten Verteilungen als Vorgabegeschwindigkeiten verwendet werden, da sie sehr gut das vom durchgehenden Fahrstreifen unterschiedliche Geschwindigkeitsniveau auf der Einfahrt beschreiben.

10.3 Analyse mit Hilfe von LASI2+1

Die aus der Empirie gewonnenen Erkenntnisse müssen für die anschließenden „Mit-Ohne-Untersuchungen“ aufbereitet und in LASI2+1 berücksichtigt werden. Dazu waren Änderungen bzw. Erweiterungen am Modell notwendig, die im Folgenden kurz beschrieben werden.

10.3.1 Erweiterung des Simulationsmodells

Bei den Trassierungsvorgaben einer Strecke war es zunächst notwendig, die Möglichkeit einer Einfahrt vorzusehen. Dazu wurde zu Beginn einer Simulationsstrecke die Gelegenheit geschaffen, verkehrliche Parameter (Verkehrsstärke, SV-Anteil) für eine Einfahrt vorzugeben. Im Modell wurde diese Einfahrt durch eine einstreifige gerade Strecke mit einer 500 m langen Vorlaufstrecke rechts neben der durchgehenden Fahrbahn ergänzt. Mit Beginn des definierten zweistreifigen Abschnitts wird dabei der Fahrstreifenwechsel zwischen den beiden Fahrstreifen zugelassen. Die geltenden Simulationsregeln [Brannolte, Baselau, Dong 2004] erlauben es, keine weiteren Bedingungen für einen Fahrstreifenwechsel von links nach rechts - bedingt durch das Rechtsfahrgebot - vorzusehen. Für die so definierte Einfahrt ist ferner eine eigene Vorgabegeschwindigkeit vorzugeben, die bis zum Ende der Vorlaufstrecke gültig ist, und die dabei aus den Ergebnissen der empirischen Erhebungen (Kapitel 10.2.5) abgeleitet wird.

Testweise durchgeführte Simulationsläufe haben ergeben, dass die Ergebnisse der Simulation nicht mit empirisch ermittelten Ergebnissen übereinstimmen. Dies konnte dadurch ausgeglichen werden, dass die im Kapitel 6.1 erläuterte kurzfristige Erhöhung der Vorgabegeschwindigkeit von bis zu 6 m/s für alle FFE, die auf dem durchgehenden Fahrstreifen den Knotenpunkt erreichen, ausgesetzt wurde. Dies kann wie folgt plausibilisiert werden: Die Erhöhung der Vorgabegeschwindigkeit erfolgte aus dem Grund, FFE ein zügiges Überholen auf den zweistreifigen Abschnitten zu ermöglichen. In der Ausgangsposition beim Ausscheren des überholenden FFE ist dabei die Geschwindigkeitsdifferenz zwischen diesem und dem überholten FFE meist gering. An einem Knotenpunkt hingegen bedürfen die FFE auf dem durchgehenden Fahrstreifen keiner zusätzlichen Beschleunigung, da die Geschwindigkeitsdifferenzen zu FFE auf der Einfahrt an Beginn des zweistreifigen Abschnitts bereits sehr groß sind. Es handelt sich hierbei begrifflich eher um sehr zügige Vorbeifahrten. Mit dieser Anpassung des Überholverhaltens und den empirisch bestimmten Vorgabeverteilungen (Kapitel 10.2.5) erbrachte die Validierung des Modells unter Berücksichtigung der sehr geringen empirischen Datenbasis zufrieden stellende Ergebnisse.

10.3.2 Validierung des Simulationsmodells

Bei der Validierung des Simulationsmodells wurden wiederum makroskopische Kennwerte aus Simulation und Empirie miteinander verglichen (vgl. Kapitel 6.6). Leider lagen dazu die Messwerte von nur einer Strecke (der B 54) vor. Die Validierung des Modells muss an dieser Stelle daher zwar als nicht abgeschlossen, auf Basis der bisherigen Erfahrungen mit LASI2+1 sowie der guten

Überstimmung von Mess- und Simulationswerten (Bild 10-8) können die im Folgenden erzielten Ergebnisse jedoch als eine plausible Näherung angesehen werden. Die Bestimmung der Verkehrsstärke q erfolgte dabei immer am Ende des zweistreifigen Abschnitts.

Dargestellt ist in Bild 10-8 zunächst ein Vergleich von Simulations- und Messergebnissen aus der Knotenpunktuntersuchung 2004 (vgl. Tabelle 10-1) – hier mit dem Symbol ● gekennzeichnet. Dabei sind die mittleren Pkw-Reisegeschwindigkeiten für den gesamten zweistreifigen Abschnitt unter Einbeziehung von Fahrzeugen auf dem durchgehenden Fahrstreifen sowie der Einfahrt angegeben.

Um zu überprüfen, ob die Erhebung 2004 kompatibel mit der Messung im Rahmen des Forschungsauftrags von [Brannolte, Baselau, Dong 2004] ist, ist ferner ein Vergleich der erreichbaren Pkw-Reisegeschwindigkeiten dieser beiden Messungen dargestellt – im Diagramm mit dem Symbol ■ gekennzeichnet.

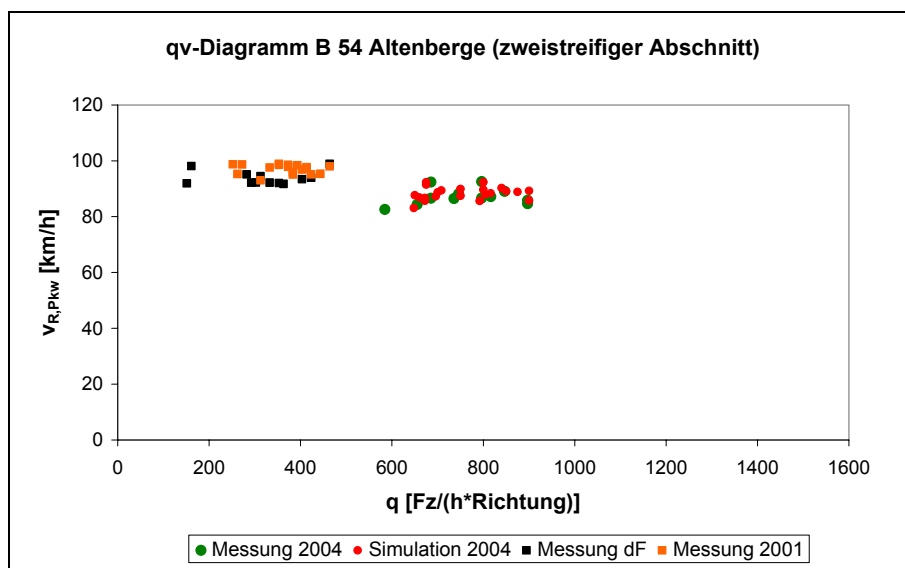


Bild 10-8: Vergleich von Simulations- und Messergebnissen für zweistreifige Abschnitte mit Knotenpunkt

Da die Messung 2001 für die freie Strecke erfolgte, wurden zum Vergleich bei den Erhebungen 2004 lediglich die Fahrzeuge auf dem durchgehenden Fahrstreifen (dF) herausgefiltert. Ferner wurden aus der Erhebung 2001 nur 5-Minuten-Intervalle mit vergleichbaren Verkehrsstärken und SV-Anteilen berücksichtigt. Die Ähnlichkeit der Punktwolken deutet hier darauf hin, dass zur Interpretation von Ergebnissen auch auf die Untersuchungen im Rahmen des Forschungsprojektes zurückgegriffen werden kann.

Wie oben erwähnt ist die Datenbasis zu gering, um abschließend von einer erfolgreichen Validierung des Modells für Strecken einschließlich planfreier Knotenpunkte zu sprechen. Die Übereinstimmungen der dargestellten Punktwolken lassen jedoch die Aussage zu, dass die im Folgenden dargestellten Ergebnisse tendenziell brauchbare Angaben liefern.

10.4 Durchführung und Ergebnisse der Simulation

Zur Durchführung der Simulation wurden Kombinationen aus Verkehrsstärken für die Einfahrt und den durchgehenden Fahrstreifen mit unterschiedlichen SV-Anteilen überlagert. Die Verkehrsstärke für den durchgehenden Fahrstreifen wurde in fünf Stufen (200, 400, 600, 900, 1200 Fz/(h*Richtung)), die für die Einfahrt in acht Stufen variiert (50, 100, 150, 200, 250, 400, 500, 800 Fz/(h*Richtung)). Es wurden die SV-Anteile von 0 bis 25% (in 5%-Schritten) berücksichtigt, die sowohl für beide Zuläufe identisch als auch unterschiedlich angesetzt wurden. Die Simulationsläufe wurden für jede Steigungsklasse auf einer definierten Simulationsstrecke durchgeführt, die wie folgt zu beschreiben ist: Auf zwei parallele 500 m lange einstreifige Vorlaufstrecken mit unterschiedlichen Vorgabegeschwindigkeiten folgt die eigentliche 1200 m lange zweistreifige Simulationsstrecke sowie eine 500 m lange einstreifige Nachlaufstrecke (Bild 10-9). In einer weiteren Modifikation wurde die Länge der zweistreifigen Strecke für die Steigungsklasse 1 zusätzlich variiert (900 m und 1800 m).

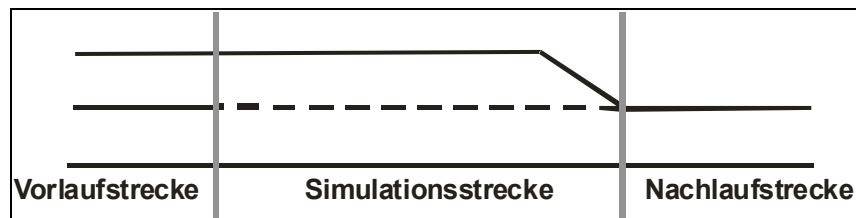


Bild 10-9: Prinzipskizze der Simulationsstrecke mit Einfahrt

10.4.1 Einflussparameter

Durch die Überlagerung der Verkehrsstärken in der Einfahrt und auf dem durchgehenden Fahrstreifen ergeben sich allein für eine Steigungsklasse pro SV-Anteil 40 Kombinationen, die für eine geeignete Darstellung sinnvoll zusammengefasst werden müssen. Da vornehmlich von Interesse ist, wie die q-v-Beziehungen für zweistreifige Streckenabschnitte mit Fahrstreifenaddition sich von Abschnitten ohne Knotenpunkt unterscheiden, ist es notwendig die beiden Achsen im q-v-Diagramm zunächst identisch zu belegen. Insbesondere auf der Abszisse wird hierbei die Gesamtverkehrsstärke pro Fahrtrichtung ($q_{EF} + q_{dF}$) abgebildet.

Bild 10-10 links zeigt dabei eine Darstellungsmöglichkeit, bei der exemplarisch für die Steigungsklasse 1 und einen SV-Anteil von 10% (der in der Einfahrt und dem durchgehenden Fahrstreifen gleich angenommen wird) die Abhängigkeit der Pkw-Reisegeschwindigkeiten von einer konkreten Einfahrtverkehrsstärke angegeben ist (Ordinate verkürzt dargestellt). Die Geschwindigkeitsdifferenz zwischen Streckenabschnitten ohne (aus Bild 9-6) und mit Knotenpunkt ist im Bild 10-10 rechts dargestellt. Dabei wurden die entsprechenden Werte für die erreichbaren Reisegeschwindigkeiten bei ansonsten gleichen Parametern voneinander subtrahiert ($v_{mit\ KP} - v_{ohne\ KP}$). Die negativen „ Δv “-Werte auf der Ordinate geben an, dass auf Abschnitten ohne Knotenpunkt schneller ge-

fahren wird. Ferner ist zu erkennen, dass mit zunehmender Einfahrt-Verkehrsstärke die Geschwindigkeitsdifferenz tendenziell größer wird.

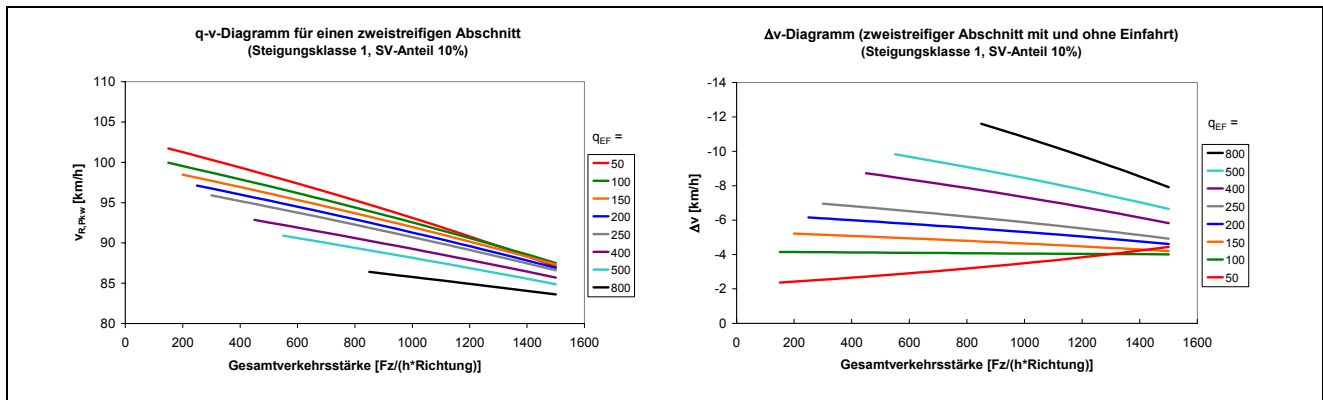


Bild 10-10: Darstellungsmöglichkeiten zur Beschreibung des Einflusses von Einfahrten an zweistreifigen Abschnitten

Die Darstellung im Bild 10-10 rechts sagt weiterhin aus, dass beispielsweise bei einer Einfahrtverkehrsstärke von 800 $Fz/(h \cdot \text{Richtung})$ die Geschwindigkeitsdifferenzen mit zunehmender Verkehrsstärke auf dem durchgehenden Fahrstreifen kleiner werden. Dieser Effekt erscheint nachvollziehbar und ist bis zu einer Einfahrt-Verkehrsstärke von 100 $Fz/(h \cdot \text{Richtung})$ zu beobachten. Bei einer sehr geringen Einfahrt-Verkehrsstärke (hier 50 $Fz/(h \cdot \text{Richtung})$) ist festzustellen, dass bei an sich geringen Geschwindigkeitsdifferenzen diese mit zunehmender Verkehrsstärke auf dem durchgehenden Fahrstreifen tendenziell leicht größer werden. Dies ist so zu erklären, dass bei geringen Verkehrsstärken die einfahrenden Fahrzeuge so gut wie keine Behinderung darstellen und selbst ebenfalls kaum Behinderungen erfahren. Dies ändert sich jedoch mit zunehmender Verkehrsstärke auf dem durchgehenden Fahrstreifen.

Bei höheren Einfahrtverkehrsstärken hingegen wird dieser Effekt überlagert und kompensiert durch eine zunehmend größere Geschwindigkeitsdifferenz gegenüber Abschnitten ohne Knotenpunkt. Diese entsteht dadurch, dass die Behinderungen kontinuierlicher und dadurch die Verkehrsabläufe homogener werden (vgl. Bild 10-11).

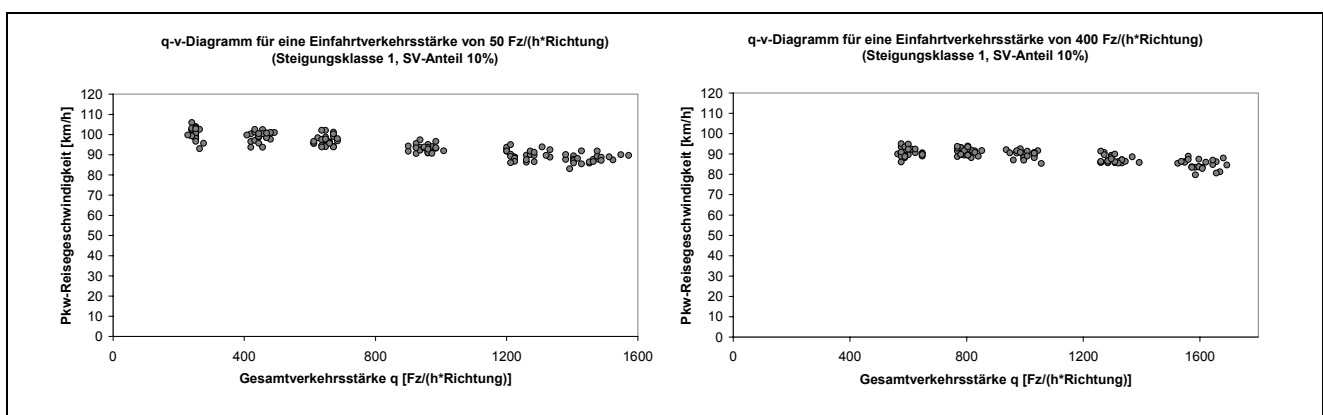


Bild 10-11: Streuung der Simulationsergebnisse in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke in der Einfahrt

Im direkten Vergleich geringer (links) und mittlerer (rechts) Einfahrt-Verkehrsstärken ist zu erkennen, dass die Werte für die erreichbaren Pkw-Reisegeschwindigkeiten bei mittleren Einfahrt-Verkehrsstärken weniger stark streuen. Die in den Diagrammen auftretenden „Lücken“ in den Punktwolken sind auf die Abstufungen der Input-Verkehrsstärken zurückzuführen und haben für die weitere Betrachtung keine Bedeutung. Da die Ergebnisdarstellung nach Bild 10-10 ohne zusätzliche Erklärungen nur schwer nachvollziehbar ist, wurde im Folgenden eine andere Form der Darstellung für denselben Sachverhalt gewählt. Anstelle einer konkreten Einfahrtverkehrsstärke wird das Verhältnis der Verkehrsstärken von Einfahrt (EF) zum durchgehenden Fahrstreifen (dF) als Parameter der Kurvenschar angegeben.

In Bild 10-12 sind exemplarisch für die Steigungsklasse 3 mit einem SV-Anteil von 10% die Geschwindigkeitsdifferenzen in Abhängigkeit von der Gesamtverkehrsstärke pro Richtung und ausgewählter Verhältniszahlen dargestellt. Die Anordnung der abgebildeten Einzelwerte ist auf die Anzahl sowie den Wert der in der Simulation vorgegebenen Verkehrsstärken zurückzuführen; eine wesentlich feinere Einteilung bei der Vorgabe von Verkehrsstärken (beispielsweise in Schritten zu 50 Fz/(h*Richtung)) hätte vermutlich zu einer „runderen“ Form der gedachten Ausgleichskurven geführt, jedoch den Simulationsaufwand unnötig erhöht.

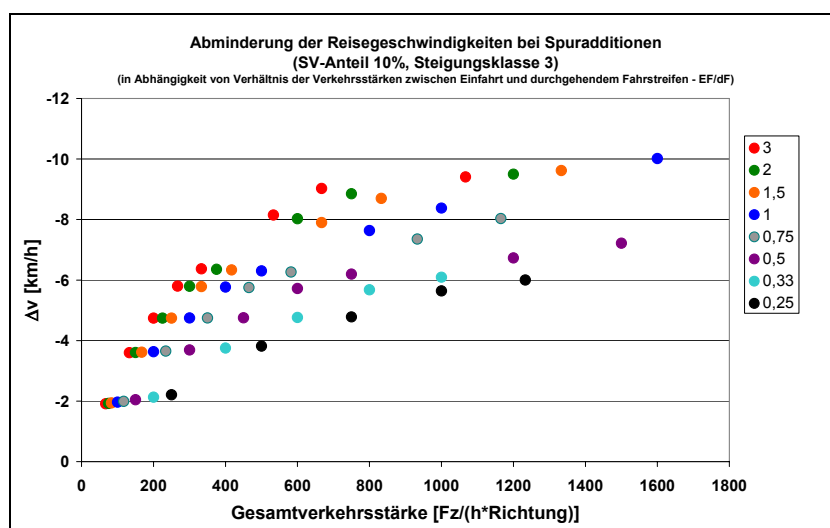


Bild 10-12: Exemplarische q-v-Darstellung in Abhängigkeit vom Verhältnis der Verkehrsstärken in der Einfahrt und auf dem durchgehenden Fahrstreifen

Mit Hilfe der Regressionsrechnung lassen sich die dargestellten Ergebnisse in Funktionen überführen. Unter Verwendung des minimalen Standardschätzfehlers konnte die logarithmische Funktion ermittelt werden, die die dargestellten Punktreihen „am besten“ beschreibt.

$$\bar{v} = -a + b \times \ln(q) \quad (\text{Formel 10-1})$$

mit:

\bar{v} :	mittlere momentane Geschwindigkeit der Pkw bzw. mittlere Reisegeschwindigkeit der Pkw	[km/h]
q:	Verkehrsstärke aller Kfz pro Richtung	[Fz/h]
a:	Konstante der Regressionsrechnung (v_0)	[km/h]
b:	Faktor der Regressionsrechnung	[-]

Aus Bild 10-13 wird ersichtlich, dass die Höhe des SV-Anteils nur geringe Auswirkungen auf die Geschwindigkeitsabminderungen besitzt. Die dargestellten Diagramme gelten für die Steigungs-kategorie 1.

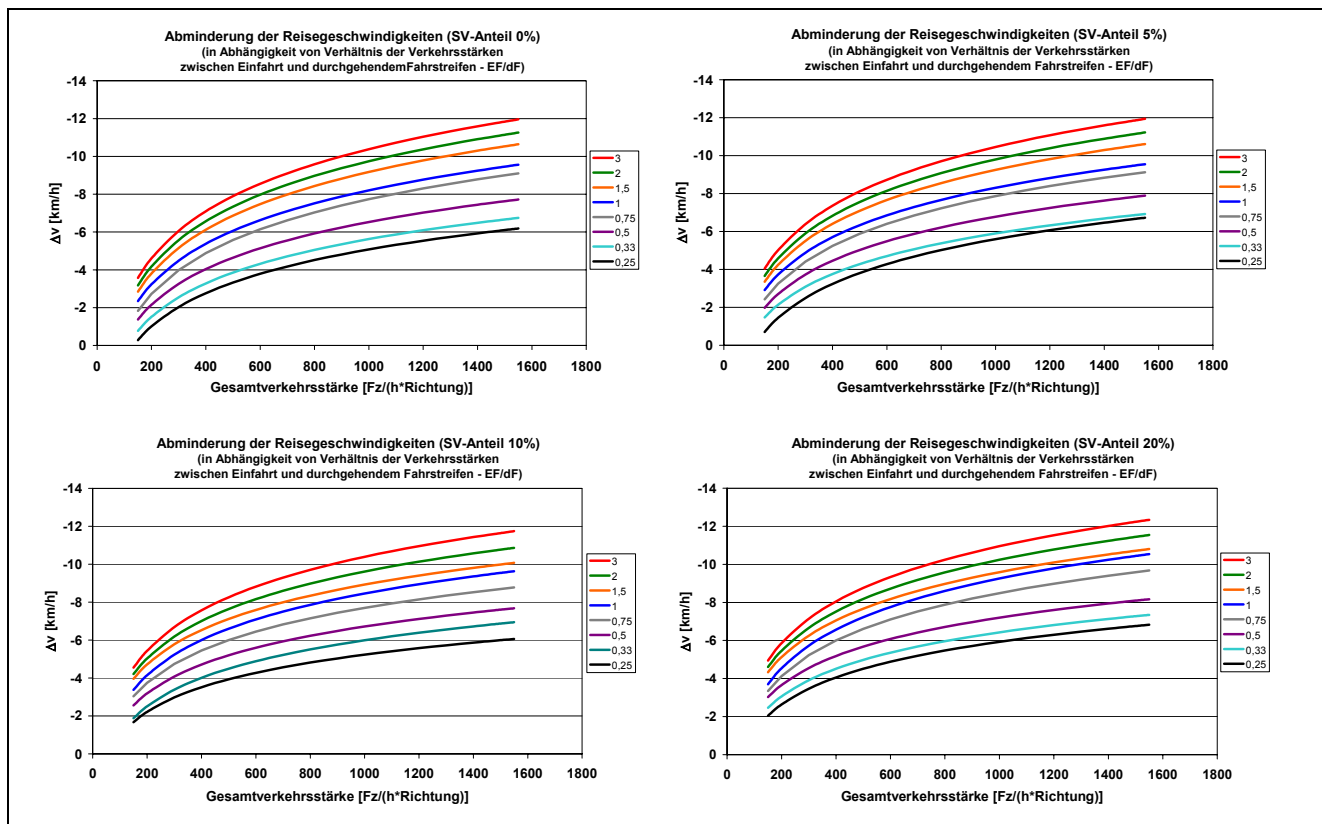


Bild 10-13: Abminderung der Reisegeschwindigkeiten bei Spuradditionen
(bei identischen SV-Anteilen in der Einfahrt und der dem durchgehenden Fahrstreifen)

Anders als in den in Bild 10-13 dargestellten Diagrammen ist der Anteil des Schwerverkehrs in den Abbildungen des Bild 10-14 in der Einfahrt nicht gleich dem auf dem durchgehenden Fahrstreifen. Je nach vorgegebener Verkehrsstärke variiert er in Abhängigkeit von der Gesamtverkehrsstärke. Dennoch ist in den Diagrammen in Bild 10-14 kein wesentlich anderer Einfluss zu erkennen als in Bild 10-13 dargestellt.

Es lässt sich feststellen, dass in den durchgeführten Untersuchungen der SV-Anteil keinen zusätzlichen Einfluss auf die Geschwindigkeitsabminderung der Pkw-Reisegeschwindigkeiten hat.

Vor dem Hintergrund der geringen empirischen Datengrundlage sind diese Simulationsergebnisse eher tendenziell zu betrachten. Das bedeutet nicht, dass die prinzipielle Form der Kurven kritisch hinterfragt werden muss, sondern die Beträge der dargestellten Geschwindigkeitsdifferenzen, da diese beispielsweise abhängig sind von den im Modell hinterlegten empirisch bestimmten Geschwindigkeiten in den Einfahrampen.

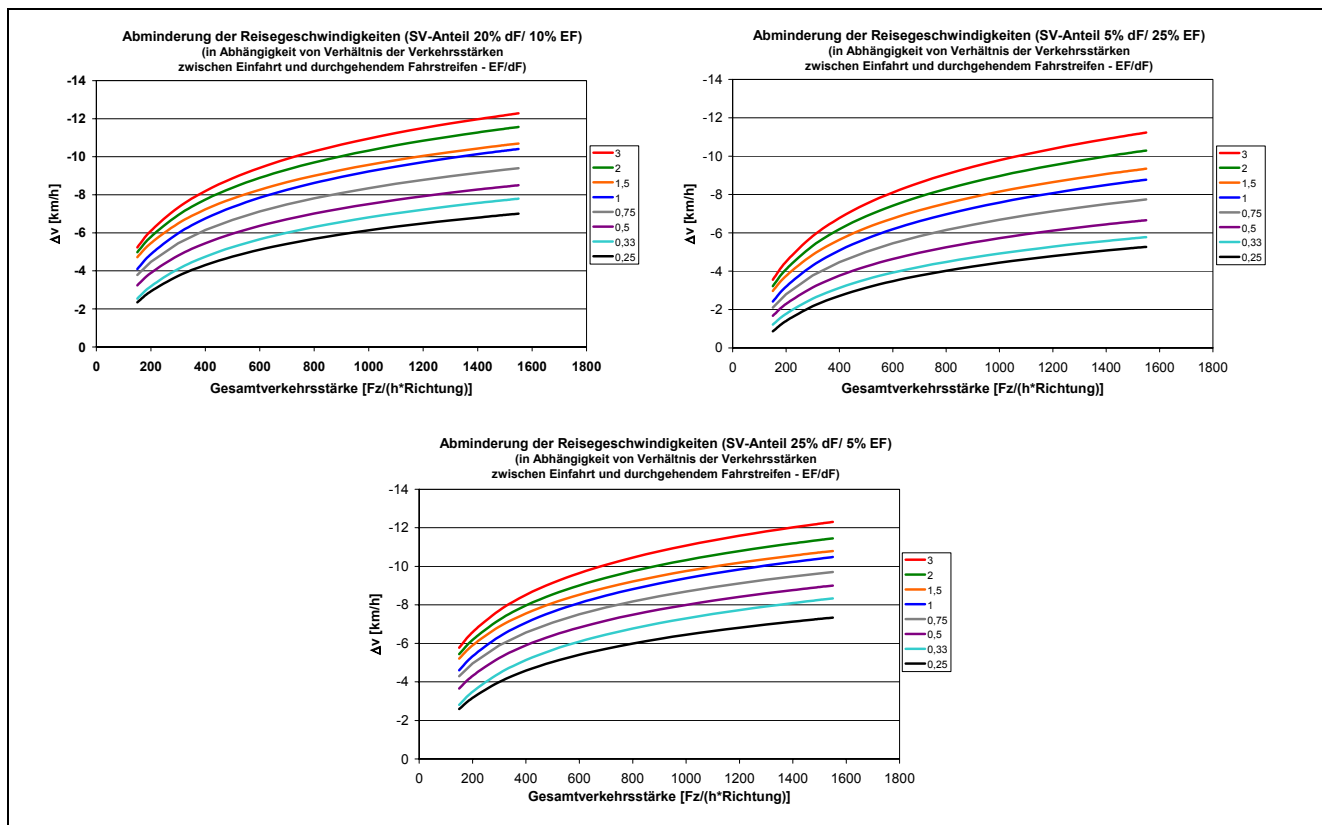


Bild 10-14: Abminderung der Reisegeschwindigkeiten bei Spuradditionen
(bei unterschiedlichen SV-Anteilen in der Einfahrt und der dem durchgehenden Fahrstreifen)

Aus diesem Grund wird in der Zusammenfassung der Ergebnisse aus Bild 10-13 und Bild 10-14 ein Konfidenzniveau von 0,95 festgelegt. Das Konfidenzniveau gibt die Wahrscheinlichkeit dafür an, dass ein unbekannter Parameter einer Grundgesamtheit von dem zugehörigen Konfidenzintervall abgedeckt wird. Das Konfidenzintervall KONF ist demnach jener Bereich, der den unbekannten Parameter mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit einschließt. Je sicherer die Aussagen sein sollen, dass das Konfidenzintervall den wahren Parameter einschließt, desto größer muss dieses Intervall sein, umso unschärfer wird jedoch zugleich die Aussage.

Im konkreten Fall ist der gesuchte Parameter die Geschwindigkeitsabminderung „ Δv “. In Bild 10-15 ist die Abminderung der Reisegeschwindigkeiten in Abhängigkeit von der Gesamtverkehrsstärke pro Fahrtrichtung sowie vom Verhältnis der Verkehrsstärken auf der Einfahrt und dem durchgehenden Fahrstreifen dargestellt. Jede Kurve eines bestimmten Verkehrsstärkenverhältnisses wird dabei durch den Mittelwert verschiedener Einzelkurven (aus Bild 10-13 und Bild 10-14) repräsentiert. Ferner sind dabei für jede Kurve die Konfidenzintervalle dargestellt, die in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke variieren können. Die Einzelkurven in Bild 10-13 und Bild 10-14 verlaufen dabei jeweils innerhalb des Konfidenzintervalls, so dass die Darstellung des Mittelwerts aus den unterschiedlichen Werten für die Parameter Steigungsklasse und SV-Anteil zulässig erscheint. Allerdings wurde die Mittelwertbildung zunächst lediglich für die Steigungsklassen 1 bis 3 vorgenommen.

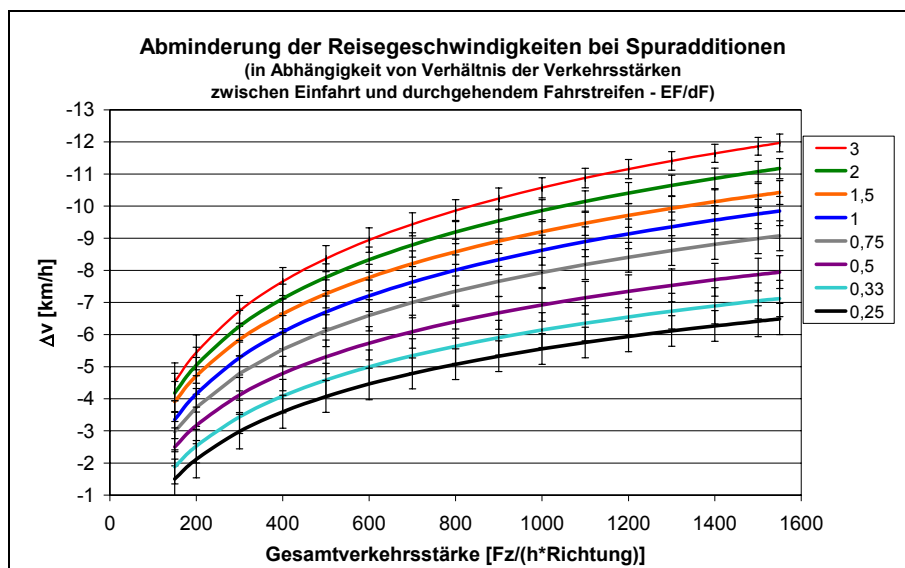


Bild 10-15: Abminderung der Reisegeschwindigkeiten bei Spuradditionen (gültig für die Steigungsklassen 1-3)

10.4.2 Einfluss der Längsneigung

In der Simulation zeigte sich, dass bei der Betrachtung der Steigungsklassen 4 und 5 die ermittelten Punktreihen gegenüber der Darstellung in Bild 10-12 einem abweichenden Muster folgen. Um diese Zusammenhänge zu verstehen, ist in Bild 10-16 exemplarisch für die Steigungsklasse 5 und einen SV-Anteil von 10% die Geschwindigkeitsabminderung in Abhängigkeit von konkreten Einfahrtverkehrsstärken dargestellt. Dabei ist zu erkennen, dass tendenziell mit zunehmender Gesamtverkehrsstärke pro Richtung die Geschwindigkeitsdifferenz überproportional größer wird. Ausgesprochen kommt es im größeren Steigungsbereich nahezu unabhängig von der Einfahrtverkehrsstärke zu starken Behinderungen, die sich in deutlichen Geschwindigkeitsverlusten widerspiegeln.

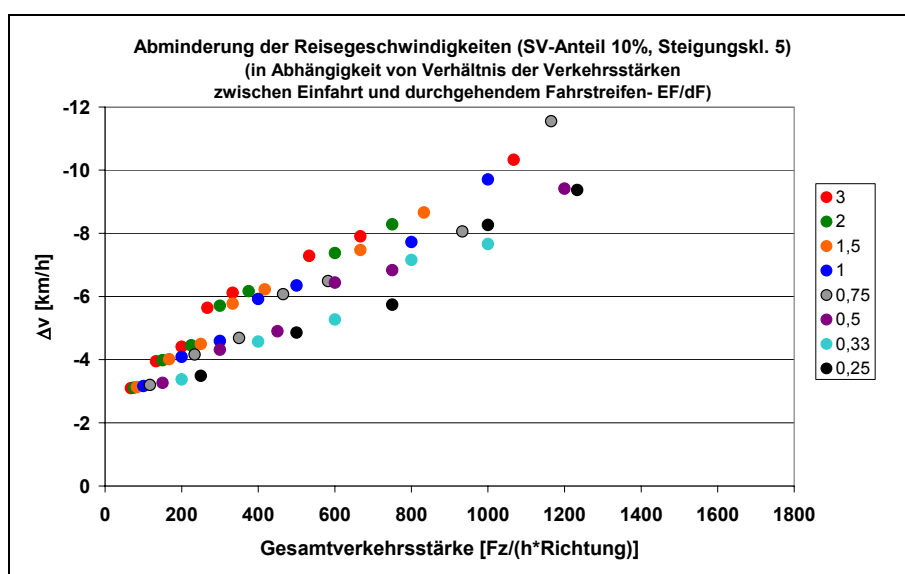


Bild 10-16: Abminderung der Reisegeschwindigkeiten Darstellung in Abhängigkeit vom Verhältnis der Verkehrsstärken in der Einfahrt und auf dem durchgehenden Fahrstreifen (Steigungsklasse 5)

Offensichtlich wird dies auch in Bild 10-17. Gegenübergestellt sind hier für die Steigungsklasse 5 und ansonsten gleiche Randbedingungen Beziehungen für den Verkehrsablauf zweistreifiger Abschnitte ohne Knotenpunkt (links) bzw. mit Knotenpunkt (rechts) – im Beispiel: Einfahrt-Verkehrsstärke 400 Fz/(h*Richtung).

Zu einem sind die erreichbaren Reisegeschwindigkeiten der Pkw auf Abschnitten mit Knotenpunkt deutlich niedriger als auf Abschnitten ohne Knotenpunkt. Dieser Effekt nimmt mit zunehmender Gesamtverkehrsstärke noch zu und gibt damit die Entwicklung aus Bild 10-16 wieder. Bei den Steigungsklassen 1 bis 3 waren die vergleichbaren Punktwolken parallel verschiebbar. Zum anderen streuen die Geschwindigkeiten mit zunehmender Gesamtverkehrsstärke insbesondere bei Abschnitten mit Knotenpunkt weit. Dies kann auch als Indiz für das Erreichen der Kapazität interpretiert werden.

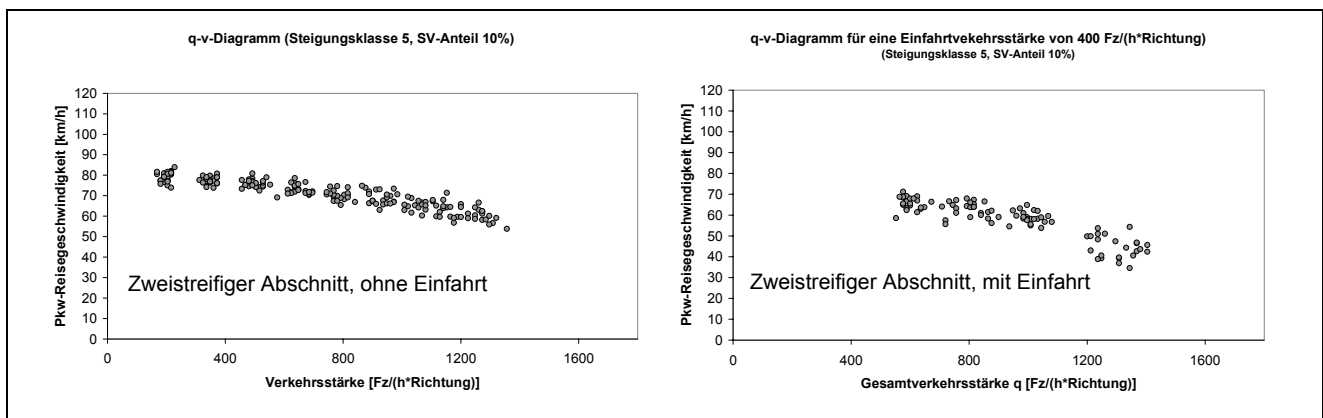


Bild 10-17: Streuung der Simulationsergebnisse im Vergleich ohne und mit Einfahrt

Anhand von Bild 10-16 wird deutlich, dass das in Formel 12-1 beschriebene logarithmische Modell für die Steigungsklassen 4 und 5 nicht in der Lage ist, die dargestellten Zusammenhänge zu beschreiben. Bei Vergleich verschiedener Modelle zeigt sich, dass das logarithmische Modell zwar auch für einige, aber bei weitem nicht alle Punktreihen der Steigungsklassen 4 und 5 den geringsten Standardschätzfehler liefert. In wenigen Fällen ist hier das lineare Modell am ehesten geeignet. An dieser Stelle wären ausführliche empirische Untersuchungen zum Verkehrsablauf am Knotenpunkten und daran anschließenden zweistreifigen Abschnitten mit großen Längsneigungen wünschenswert; diese sind jedoch aus der Analyse der unter Verkehr stehenden Strecken nicht bekannt.

Trotz der letztlich nicht abschließend zu klärenden Unterschiede zwischen den Steigungsklassen 1-3 und 4-5 soll eine Übertragung des logarithmischen Modells auch auf die Ergebnisse der Steigungsklassen 4 und 5 versucht werden (Diagramme in Bild 10-18). Gegenüber den Steigungsklassen 1 bis 3 (Bild 10-15) zeigen sich dabei zwei wesentliche Unterschiede: Zum einem sind die maximalen Geschwindigkeitsabminderungen nicht ganz so deutlich ausgeprägt, zum anderen kommt es hier aufgrund der Kurvenanpassung zu nicht erklärbaren Überschneidungen der dargestellten Kurven.

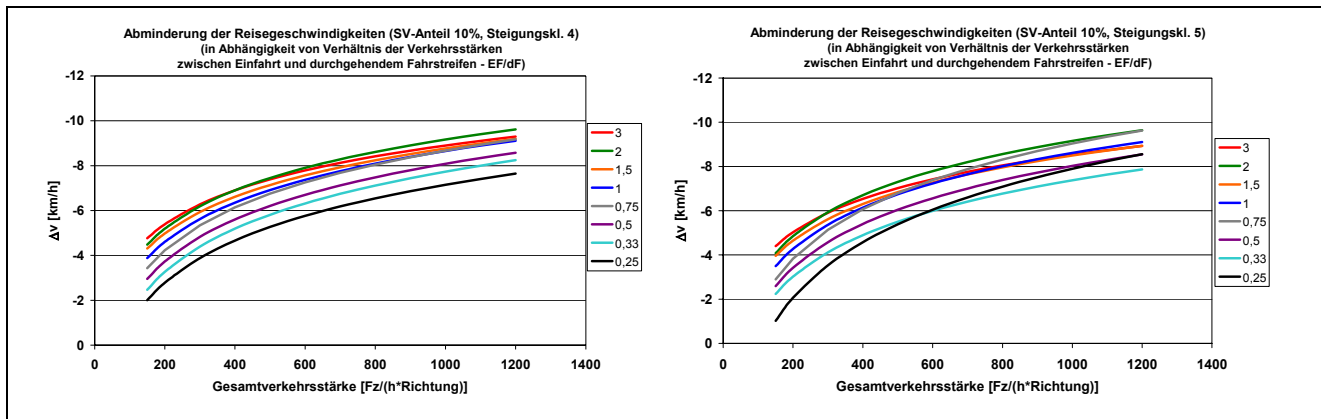


Bild 10-18: Abminderung der Reisegeschwindigkeiten bei Spuradditionen für die Steigungsklassen 4 und 5 (Ergebnis der Regressionsrechnung)

Im Sinne einer pragmatischen Vorgehensweise wird daher vorgeschlagen, die Gültigkeit des Diagramms für die Steigungsklassen 1 bis 3 (Bild 10-15) bis zu einer weiteren empirischen Überprüfung auch auf die Steigungsklassen 4 und 5 auszudehnen. Dadurch dass in diesem Fall bei hohen Verkehrsstärken systematisch eine höhere Geschwindigkeitsabminderung angesetzt wird, führt dies in der Regel zu einer geringeren Kapazität und einer leicht höheren errechneten Verkehrsdichte. In einem Bemessungsverfahren wird somit die Verkehrsqualität schlechter eingestuft als sie möglicherweise zu beobachten wäre.

10.4.3 Einfluss der Abschnittslängen

In Kapitel 7.3.1 wurde der Einfluss der Abschnittslängen auf die erreichbare Reisegeschwindigkeit in den ein- und zweistreifigen Abschnitten nachgewiesen. Bezogen auf eine durchschnittliche Abschnittslänge von 1200 m haben kürzere Abschnitte einen geschwindigkeitsmindernden Einfluss in den zweistreifigen Abschnitten, wohingegen längere Abschnitte hier höhere Pkw-Reisegeschwindigkeiten zur Folge haben. Während der dort dargelegte Einfluss jedoch unabhängig von der Verkehrsstärke war, zeigt sich bei der Betrachtung von zweistreifigen Abschnitten mit davor liegendem Knotenpunkt, dass sich die Einflüsse von Abschnittslängen und Gesamtverkehrsstärken pro Richtung überlagern. Diese stellen sich jedoch zum einen betragsmäßig als sehr gering dar ($\Delta v = \pm 1 \text{ km/h}$), und zum anderen ist ein modellbedingter, systematischer Einfluss nicht vollständig auszuschließen, so dass bis zu einer weiteren Absicherung des Simulationsmodells dieser Effekt ausgeklammert wird.

10.4.4 Bestimmung der Kapazität

In Kapitel 7.1 wurde erläutert, welche „Kunstgriffe“ anzuwenden sind, wenn man mit Hilfe einer mikroskopischen Verkehrsflusssimulation im q-v-Diagramm Intervalle erzeugen möchte, die dem gebundenen Verkehr zugeordnet werden können. Dabei ist angedeutet, dass die Kapazität des RQ 15,5 in der Regel durch den vorangehenden Landstraßenabschnitt mit schmalere Querschnitt bestimmt ist. In der Simulation wird dies durch die einstreifige Vorlaufstrecke berücksichtigt.

Das für den Zweck der Knotenpunkt-Untersuchung erweiterte Modell LASI2+1 verfügt hingegen über eine zweistreifige Vorlaufstrecke, so dass der die Kapazität beschränkende Querschnitt hier im Bereich der Fahrstreifenreduktion von zwei auf einen Fahrstreifen zu suchen ist. Dabei hängen die im Folgenden dargestellten Betrachtungen wesentlich von den Modellvorgaben ab. Bild 10-19 stellt für die Steigungsklasse 1 (also einer nahezu ebene Strecke) ein q-v-Diagramm dar, bei dem Input-Verkehrsstärken bis 2000 Fz/(h*Richtung) – aufgeteilt in 1200 Fz auf dem durchgehenden Fahrstreifen und 800 Fz in der Einfahrt – vorgegeben wurden.

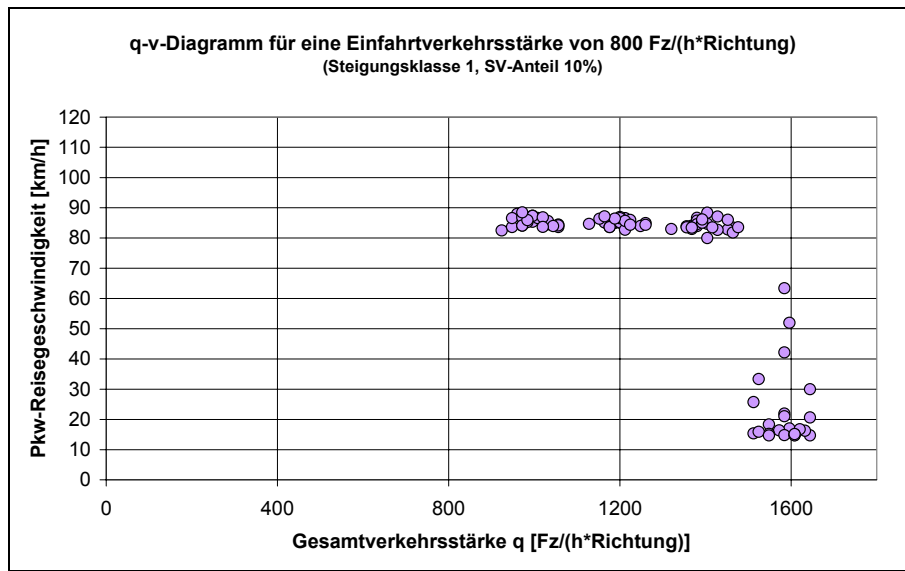


Bild 10-19: Ermittlung der Kapazität mit Hilfe von LASI2+1 (exemplarische q-v-Ergebnisdarstellung)

Während hingegen bei einstreifigen Vorlaufstrecken aufgrund des sich einstellenden homogenen Verkehrsablaufs Verkehrsstärken bis ca. 1800 Fz/(h*Richtung) möglich waren, bricht der Verkehr infolge der Fahrstreifenreduktion bereits bei ca. 1600 Fz/(h*Richtung) zusammen. Dieser Zusammenbruch gilt als Indikator für das Erreichen der Kapazität. Somit wird nicht nur die Tendenz früherer Arbeiten bestätigt (z. B. **[Boll 1980]**), sondern auch die in Kapitel 7.1 festgelegte Vorgehensweise, in der Simulation die Input-Verkehrsstärke auf 1400 Fz/(h*Richtung) zu begrenzen.

Es ist jedoch nicht möglich, mit Hilfe der hier angestellten Untersuchungen mit Hilfe von LASI2+1 die Kapazität eines RQ 15,5 zuverlässig bestimmen zu können. Dazu fehlen weitere empirische Beobachtungen an Strecken mit Knotenpunkten (aufgrund der voneinander unabhängigen zweistreifigen Vorlaufstrecken) insbesondere im Bereich hoher Verkehrsstärken. Auf einer ausreichenden empirischen Basis mit entsprechender Validierung des Modells könnten dann allerdings gezielt Kapazitätsuntersuchungen angestellt werden. Das hier dargestellte Ergebnis zeigt immerhin eine brauchbare Schätzung für diesen Wert, hängen allerdings sehr stark von den Modellvorgaben für das Fahrverhalten ab.

10.4.5 Einfluss auf nachfolgende einstreifige Abschnitte

Wie die bisherigen Untersuchungen gezeigt haben, lässt sich der Verkehrsablauf auf den zweistreifigen Abschnitten danach unterscheiden, ob dem Abschnitt ein Knotenpunkt voraus geht oder nicht. Bei Abschnitten ohne Knotenpunkt waren dabei im Bereich der Fahrstreifenreduktion nur in wenigen Fällen niedrige lokale Geschwindigkeiten zu beobachten. Wenn es im Bereich einer Fahrstreifenreduktion bei Abschnitten mit Knotenpunkt zum Zusammenbruch des Verkehrs kommt, zeigt sich dies nicht nur in einer Begrenzung der maximalen Verkehrsstärke, sondern auch im Abfallen der erreichbaren Reisegeschwindigkeiten.

Bislang wurde lediglich die Auswirkung des Knotenpunkts auf den direkt nachfolgenden zweistreifigen Abschnitt untersucht. Es ist durchaus nachvollziehbar, dass beim Erreichen großer Verkehrsstärken und den damit verbundenen geringen lokalen Geschwindigkeiten am Ende des zweistreifigen Abschnitts auch Auswirkungen im sich daran anschließenden einstreifigen Bereich (bedingt beispielsweise durch Anfahrvorgänge) messbar sind, die die Reisegeschwindigkeiten auch in diesem Abschnitt beeinflussen.

Aus diesem Grund wurden in der Simulation 100 m nach der Fahrstreifenreduktion (= 100 m nach Ende des zweistreifigen Abschnitts) bei einer Querschnittsmessung die lokalen Geschwindigkeiten der Pkw und Lkw ermittelt. Dabei wurden verschiedene Verkehrsstärken vorgegeben; der SV-Anteil wurde konstant gehalten.

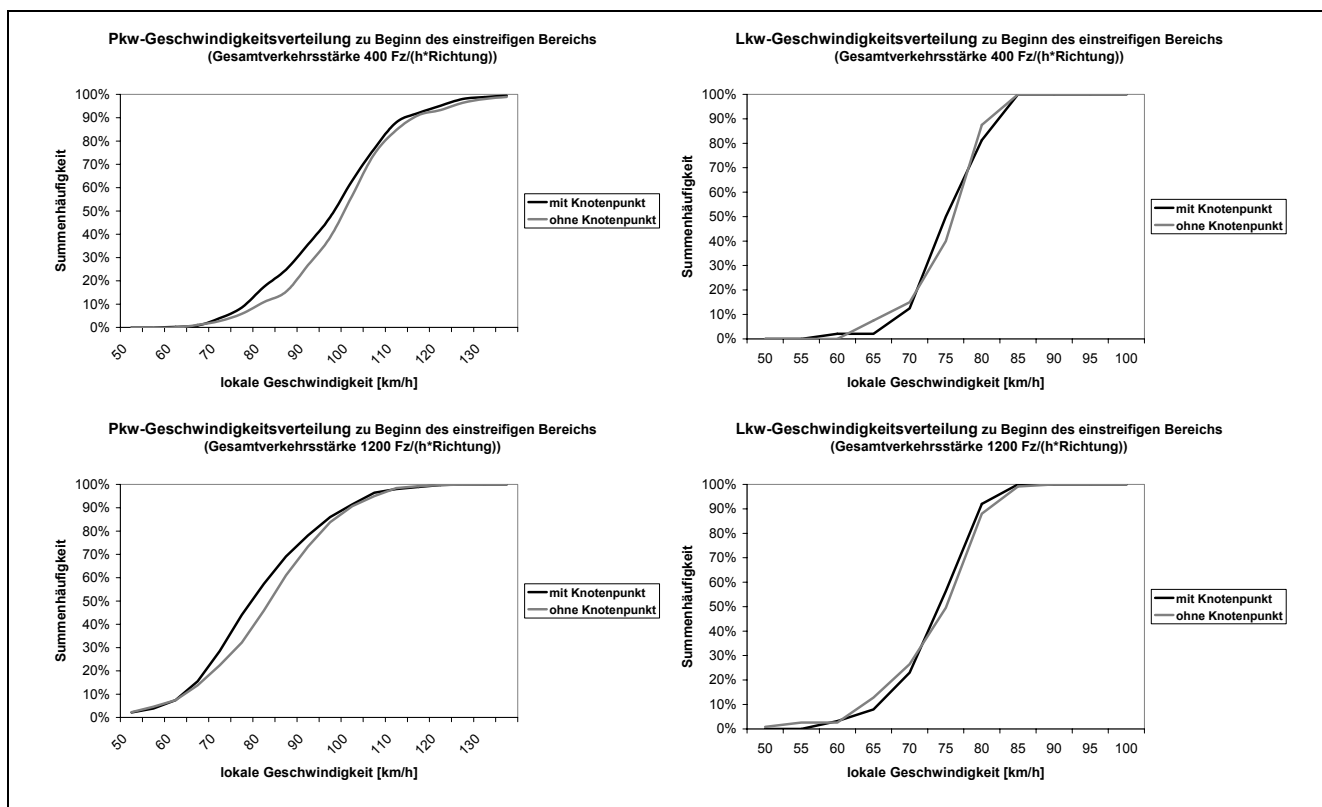


Bild 10-20: Lokale Geschwindigkeiten in den einstreifigen Abschnitten

Bild 10-20 zeigt die vergleichenden Ergebnisse der lokalen Geschwindigkeiten für Strecken mit und ohne Knotenpunkt getrennt nach Pkw (links) und Lkw (rechts) und in Abhängigkeit von geringen bis mittleren Verkehrsstärken (400 Fz/(h*Richtung) oben) und hohen Verkehrsstärken (1200 Fz/(h*Richtung) unten).

Eine Überprüfung mit Hilfe des Kolmogoroff-Smirnoff-Tests ergab erwartungsgemäß, dass die vergleichbaren Verteilungen der Lkw (also bei gleichen Verkehrsstärken) derselben Grundgesamtheit entstammen. Die maximale Differenz D war in allen Fällen kleiner als der zulässige Wert bei einem Signifikanzniveau von 0,05. Für Pkw gilt diese Aussage in den dargestellten Fällen lediglich für die mittlere Verkehrsstärke. Eingehende Untersuchungen haben ergeben, dass ab einer Verkehrsstärke von ca. 800 Fz/(h*Richtung) die Verteilungen nicht mehr einer Grundgesamtheit entsprechen. Die Differenz der Mittelwerte für die Pkw-Verteilungen beträgt bei mittleren Verkehrsstärken ca. 2 km/h (auf Strecken ohne Knotenpunkt wird in den einstreifigen Abschnitten leicht schneller gefahren) und nimmt mit zunehmender Verkehrsstärke ebenfalls zu. Eine Abhängigkeit vom Verhältnis der Verkehrsstärken in der Einfahrt und dem durchgehenden Fahrstreifen konnten nicht nachgewiesen werden. Auf die Reisegeschwindigkeiten in den einstreifigen Abschnitten werden diese vergleichsweise geringen Geschwindigkeitsdifferenzen jedoch kaum messbare Auswirkungen haben, so dass im Folgenden auch mangels genauerer empirischer Daten für den Bereich sehr hoher Verkehrsstärken auf eine Berücksichtigung dieses Einflusses verzichtet wird.

10.5 Vorschlag für eine Erweiterung des Bemessungsverfahrens

Die im Kapitel 10.4 dargelegten Ergebnisse sollen im Folgenden so aufbereitet werden, dass sie in ein Verfahren zur Beurteilung der Verkehrsqualität integriert werden können. Nach dem zu Bild 9-2 skizzierten Verfahren wurden auch für die Einflüsse aufgrund des planfreien Knotenpunkts an sich (Bild 10-21) die Geschwindigkeitsabminderungen in Korrekturfaktoren umgerechnet, um sie über die Bemessungsverkehrsstärke berücksichtigen zu können. Die korrigierte Bemessungsverkehrsstärke, die als Eingangsgröße für die q-v-Diagramme (Bilder 9-4 bis 9-7) zu verwenden ist, berechnet sich somit wie folgt:

$$q_B^* = f_1 \times f_2 \times f_3 \times q_B \quad (\text{Formel 10-2})$$

mit:

q_B^* :	korrigierte Bemessungsverkehrsstärke	[Fz/(h*Richtung)]
f_1 :	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses „Abschnittslänge“	[-]
f_2 :	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses „Position des Abschnitts“	[-]
f_3 :	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses „Einfahrt“ (für zweistreifige Abschnitte)	[-]
q_B :	Eingangs-Bemessungsverkehrsstärke	[Fz/(h*Richtung)]

f_3 gilt dabei nur für zweistreifige Abschnitte, für einstreifige Abschnitte gilt $f_3 = 1$. Folgende Übersicht verweist noch einmal auf die zugehörigen Diagramme bzw. Tabellen: Faktor f_1 (Bild 9-1), Faktor f_2 (Tabelle 9-3), Faktor f_3 (Bild 10-21). Es sei an dieser Stelle noch einmal angemerkt, dass

aus wissenschaftlicher Sicht, die Bestimmung eines Korrekturfaktors redundant ist und nur dem Ablesekomfort im q-v-Diagramm dient.

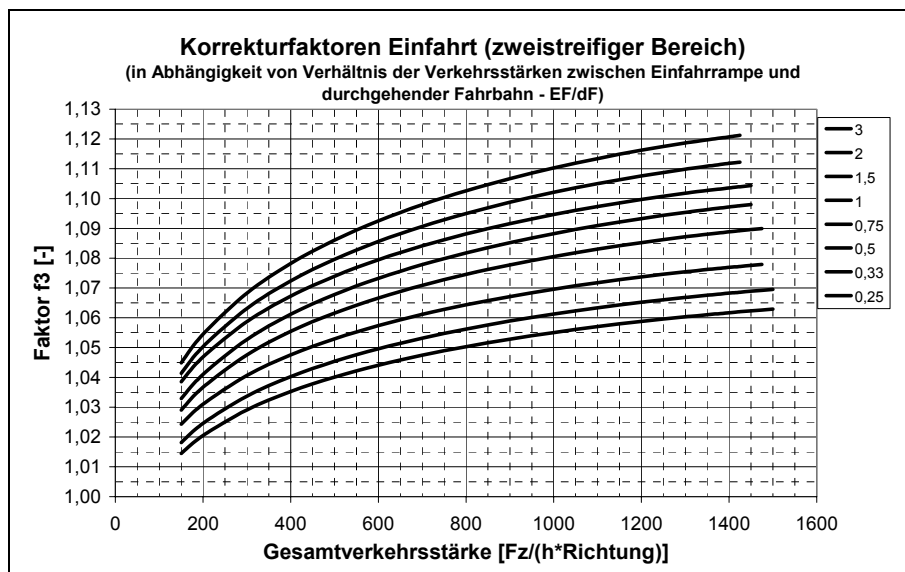


Bild 10-21: Ermittlung von Korrekturfaktoren für die Bemessungsverkehrsstärke zur Berücksichtigung des Einflusses eines planfreien Knotenpunkts auf den nachfolgenden zweistreifigen Abschnitt

An einem Knotenpunkt ausfahrende Fahrzeuge werden nicht berücksichtigt, da für diese in der Regel ein Ausfädelungsfahstreifen zur Verfügung steht. Dadurch beeinflussen diese Fahrzeuge den durchgehenden Verkehr nur sehr gering. Allerdings ist dabei die sich ändernde Verkehrsstärke zu berücksichtigen. Das vorgeschlagene Verfahren sieht dafür ohnehin vor, mit Beginn des zweistreifigen Bereiches einen neuen Teilabschnitt zu definieren (vgl. Kapitel 9).

10.6 Einfluss der Knotenpunktformen

Die im Kapitel 10 bislang diskutierten Ergebnisse besitzen ausschließlich Gültigkeit für planfreie Knotenpunkte mit indirekter Rampenführung (vgl. Bild 10-2 oben links). Bei der Ausbildung eines planfreien Knotenpunkts mit direkter Rampenführung (vgl. Bild 10-2 oben rechts) sind in der Empirie möglicherweise höhere lokale Geschwindigkeiten zu beobachten. Dies hat rein fahrdynamische Gründe, da die bei der Kurvenfahrt zu durchfahrenden Radien bei direkter Führung wesentlich größer sind.

In Bild 10-22 ist in erster Linie qualitativ dargestellt, wie sich die Geschwindigkeitsabminderungen darstellen, wenn statt einer indirekten eine direkte Rampenführung beim Entwurf des Knotenpunkts gewählt würde. Bei einer Simulation der direkten Rampenführung wurden dazu ohne empirischen Nachweis eine Erhöhung der Verteilungen der Vorgabegeschwindigkeiten für Pkw und Lkw (Bild 10-7) um jeweils 15 km/h angenommen. Diese Erhöhung hat zur Folge, dass die Geschwindigkeitsabminderung als Folge der Spuraddition je nach Verkehrsstärkeverhältnis geringer ist als bei indirekter Rampenführung.

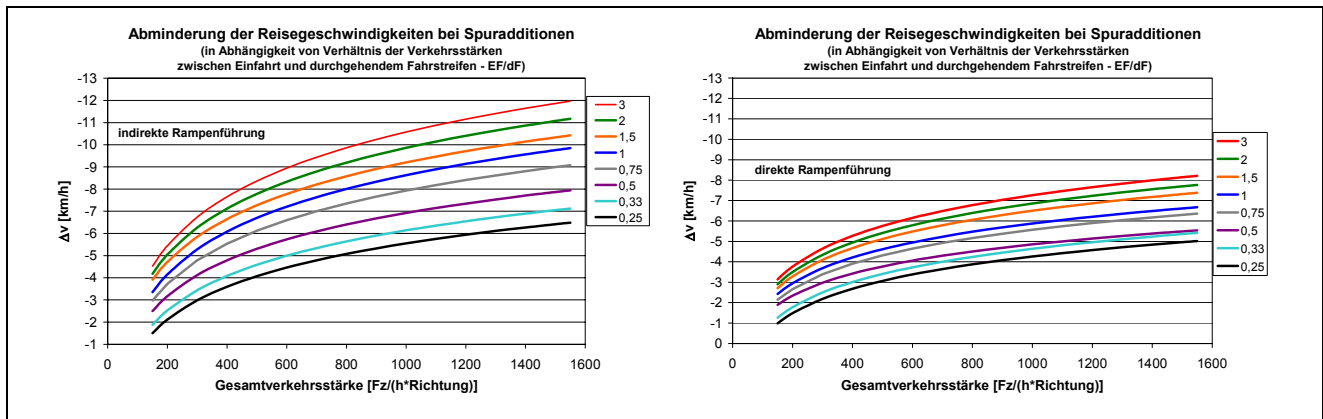


Bild 10-22: Auswirkungen einer direkteren Rampenführung

Da keine empirische Basis für eine Untersuchung an planfreien Knotenpunkten mit direkter Rampenführung vorliegt, sowie die Erhöhung der Vorgabe-Geschwindigkeiten zwar plausibel aber dennoch willkürlich vorgenommen wurde, soll an dieser Stelle auf Vergleiche von Absolutzahlen verzichtet werden. Somit bleibt die Aussage, dass die Art der Rampenführung auch Einfluss auf die Verkehrsqualität der durchgehenden Strecke haben kann.

11 Ausblick

Das hier entwickelte Verfahren zeigt eine Möglichkeit auf, Knotenpunktseinflüsse auf den Verkehrsablauf in vorhandene Verfahren zur Beurteilung der Verkehrsqualität zu integrieren. Diese Aussage gilt für den speziellen Fall des RQ 15,5, da hierbei im Bemessungsverfahren der Ansatz zur Berücksichtigung der Einflüsse auf die erreichbaren Pkw-Reisegeschwindigkeiten gewählt wurde. Entscheidend ist dabei die bauliche Ausbildung der Knotenpunkte. So dürften beispielsweise kleine vorfahrtgeregelter Knotenpunkte auf Landstraßen (zumindest bei einem RQ 9,5 oder RQ 10,5) nur sehr geringe Auswirkungen auf den Verkehrsablauf haben, sofern die vorfahrtberechtigte Straße gleichzeitig die durchgehende zu beurteilende Straße ist. Diese Art von Knotenpunkten kann bereits mit dem derzeit gültigen Verfahren nach **[HBS 2001]** berücksichtigt werden. Für andere Knotenpunktformen (z. B. Kreisverkehrsplätze) oder -regelungen (Lichtsignalanlagen) ist diese Aussage nicht gültig. Auch für planfreie Lösungen kann weder in Bezug auf den Straßenquerschnitt, noch auf die Knotenpunktform eine generelle Aussage getroffen werden.

Wie in Kapitel 1 erwähnt, war die methodische Vorgehensweise aus dem vorangegangenen Forschungsprojekt größtenteils vorgegeben. Dazu gehört insbesondere, die Verkehrsdichte als Indikator zur Beschreibung der Verkehrsqualität zu verwenden. Gerade bei der Betrachtung von Streckenzügen scheinen beispielsweise die Reise- bzw. die Verlustzeiten geeignetere und verständlichere Größen zu sein. Die Verwendung eines anderen Parameters erfordert jedoch auch einen generell anderen methodischen Ansatz, der beispielsweise alle wesentlichen Störgrößen des Verkehrsablaufs systematisch hinsichtlich ihrer Verlustzeitwirkung analysiert.

Ein Schwachpunkt des aufgezeigten Verfahrens zur Berücksichtigung von Knotenpunkteinflüssen ist sicherlich die nicht ausreichende empirische Grundlage als Basis für die mikroskopische Verkehrsflusssimulation. Diese ist in weitergehenden Untersuchungen zu erweitern; dabei ist insbesondere der Einfluss großer Längsneigungen am Knotenpunkt zu berücksichtigen. Es ist allerdings zu erwarten, dass sich die grundsätzlichen Aussagen dieser Arbeit nicht ändern werden. Lediglich die angegebenen Absolutwerte könnten variieren. Ferner ist zu erhoffen, Werte für die Kapazität einer Fahrstreifenreduktion im Zuge des RQ 15,5 verlässlich angeben zu können. Des Weiteren ist die Analyse auf weitere Knotenpunktformen bzw. betriebliche Lösungen auszuweiten. All dies erfordert jedoch einen finanziellen Aufwand, der nur im Rahmen eines systematisch angelegten Forschungsprojektes zu realisieren wäre.

Im Rahmen der Arbeit wurden darüber hinaus weitere, bislang noch ungeklärte Fragestellungen aufgedeckt. Diese sollten abschließend noch einmal kurz dargelegt werden.

Zu Beginn der Arbeit wurden die Vorteile eines RQ 15,5 auch bei kurviger Linienführung angesprochen. Dieser Einfluss lässt sich empirisch aufgrund nicht vorhandener Strecken nicht untersuchen. **[Brannolte, Baselau, Dong 2004]** haben zwar mit Hilfe der Simulation stichprobenartig die-

sen Aspekt untersucht, eine wesentliche Verfeinerung, insbesondere hinsichtlich der Abbildung von Kurvenfahrten im Simulationsmodell wäre jedoch wünschenswert.

In der mikroskopischen Simulation wird bislang immer von einer belastungsunabhängigen Wunsch- bzw. Vorgabegeschwindigkeit ausgegangen. Dabei werden diese Geschwindigkeiten empirisch für frei oder allein fahrende Fahrzeuge bestimmt und in das Modell eingespeist. Es ist dabei vorstellbar, dass sich mit zunehmender Verkehrsstärke respektive Verkehrsdichte aufgrund der Beeinflussung der anderen Verkehrsteilnehmer die jeweilige Wunschgeschwindigkeit der Fahrzeugführer reduziert. Auch die Relevanz dieser Hypothese für das Simulationsmodell bleibt offen.

Als letztes soll noch einmal die Frage aufgeworfen werden, ob möglicherweise ein Zusammenhang zwischen der Definition von Fahrzeugpulks und der Wunschgeschwindigkeit der Fahrzeugführer festgestellt werden kann. Bei der in dieser Arbeit untersuchten Messstrecke B 31n führte eine höhere zulässige und somit unterstellte höhere Wunschgeschwindigkeit auch zu einer Korrektur des bei der Abgrenzung von Fahrzeugpulks verwendeten Kriteriums der Geschwindigkeit des Pulkführers. Eine systematische Untersuchung insbesondere auch unter Berücksichtigung zulässiger Höchstgeschwindigkeiten, könnte zu einer vereinheitlichten Systematik bei der Definition von Fahrzeugpulks führen.

12 Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit hatte zum Ziel, für Streckenzüge mit dem Straßentyp RQ 15,5 ein Verfahren zum Nachweis der Verkehrsqualität zu entwickeln und somit eine Lücke im derzeit gültigen Regelwerk in Deutschland zu schließen. Dabei wurden in einem ersten Schritt für freie Streckenabschnitte Beziehungen zwischen den Verkehrsstärken q [Fz/h] und den mittleren Pkw-Reisegeschwindigkeiten $\overline{v_{R,Pkw}}$ [km/h] ermittelt, in Form von q - v -Diagrammen dargestellt und daraus ein Bemessungsverfahren abgeleitet. Darüber hinaus wurde das entwickelte Verfahren in einem zweiten Schritt erweitert, um für den Fall der Einbindung planfreier Knotenpunkte in unkritischen Wechselbereichen ebenfalls eine Bewertung vornehmen zu können.

Bislang standen in Deutschland keine ausreichenden Erkenntnisse über den Zusammenhang zwischen q und $\overline{v_{R,Pkw}}$ für Strecken mit 2+1-Verkehrsführung bzw. mit einem RQ 15,5 zur Verfügung. Mit Hilfe empirischer Untersuchungen sowie unter dem Einsatz eines neu entwickelten und umfangreich validierten Simulationsprogramms konnte diese Lücke geschlossen werden. Dabei wurde gewährleistet, dass die neuen Erkenntnisse auch zur Übernahme in das vorhandene Regelwerk zum Nachweis der Verkehrsqualität geeignet sind.

Die Literaturanalyse ergab, dass die Mehrzahl früherer Untersuchungen zu Strecken mit 2+1-Verkehrsführung sich mit dem Aspekt der Verkehrssicherheit beschäftigten. Es konnten nahezu keine Aussagen zum Verkehrsablauf aus anderen Untersuchungen verwendet werden, da aufgrund anderer Zielsetzungen das Erhebungsdesign verschieden war bzw. die zur Verfügung stehenden Daten zu alt waren. Auch internationale Ergebnisse hatten in diesem Zusammenhang nur vergleichenden Charakter. Somit stellen die eigenen Messungen und die daran anschließende Ergänzung von Daten mit Hilfe der mikroskopischen Verkehrsflusssimulation den Schwerpunkt der Untersuchung dar. Aufgrund der Trennung der beiden Fahrtrichtungen im Verkehrsablauf wurde dabei eine richtungsbezogene Aufnahme von Daten vorgenommen.

Im Rahmen der Erhebungen zum Verkehrsablauf stellte sich bei der Auswahl geeigneter Messstrecken heraus, dass die unter Verkehr stehenden Strecken mit 2+1-Verkehrsführung schwierig miteinander zu vergleichen waren. Dies ist auf die Vielzahl der Kombinationsmöglichkeiten der Trassierungsparameter (Längsneigung, Anzahl der ein- bzw. zweistreifigen Abschnitte sowie deren Längen) zurückzuführen. Es zeigte sich, dass ausnahmslos alle Strecken eine zügige Trassierung im Lageplan aufwiesen, so dass der Einfluss der Kurvigkeit nicht untersucht werden konnte.

Die Ergebnisse der empirischen Untersuchungen ergaben für die Beziehungen zwischen q und $\overline{v_{R,Pkw}}$ über alle Strecken hinweg Ergebnisse, die verglichen mit q - v -Beziehungen für herkömmliche Landstraßenabschnitte ein zum Teil deutlich höheres Geschwindigkeitsniveau bei vergleichbaren Verkehrsstärken ergaben. In Abhängigkeit von den verkehrlichen und entwurfstechnischen

Randbedingungen der Untersuchungsstrecken konnten zum Teil wesentlich höhere Überholraten festgestellt werden als bei einbahnig zweistreifigen Streckenabschnitten, bei denen ein Überholen im Gegenverkehr erlaubt ist. Zweifellos tragen die zweistreifigen Abschnitte eines RQ 15,5 dazu bei, Fahrzeugpuls aufzulösen. Für die Untersuchungsstrecken, bestehend aus mehreren ein- und zweistreifigen Abschnitten, konnte jedoch keine bedeutsame Pulkauflösung festgestellt werden. Dies ist vor allem dadurch begründet, dass die betrachteten Strecken mit einem einstreifigen Abschnitt endeten, an dessen Ende ähnliche viele und lange Puls zu beobachten waren wie direkt vor Beginn der jeweiligen Untersuchungsstrecke.

Unter Verwendung der Ergebnisse aus den durchgeführten Messungen wurde das Simulationsprogramm LASI2+1, das speziell auf die Simulation des Verkehrsablaufs auf einer Strecke mit 2+1-Verkehrsführung abgestimmt wurde, validiert. Die Kalibrierung des Modells erfolgte in zwei Arbeitsschritten. Zunächst wurde auf Basis von Erkenntnissen lokaler Messungen (insbesondere Zeitlücken) das Abstands- sowie Fahrstreifenwechselmodell den Verhältnissen auf einem RQ 15,5 angepasst. Anschließend erfolgte die Vorgabe von an lokalen Querschnitten erfassten Geschwindigkeitsverteilungen frei fahrender Pkw und Fahrzeugen des Schwerverkehrs. Im Rahmen der Validierung erfolgte ein Abgleich zwischen den Ergebnissen der Messungen mit den mit LASI2+1 simulierten für jede einzelne nachgebildete Untersuchungsstrecke anhand der makroskopischen Parameter Verkehrsstärke und Pkw- Reisegeschwindigkeit.

Mit dem validierten Simulationsmodell wurden zahlreiche Serien von Simulationsläufen durchgeführt, bei denen eine Vielzahl von Kombinationen der Streckenparameter (Längsneigung, Anzahl der ein- und zweistreifigen Abschnitte sowie Länge dieser Abschnitte) und der Verkehrszusammensetzung (Schwerverkehrsanteil) sowie ein möglichst breites Spektrum von Verkehrsbelastungen betrachtet wurden.

Die Ergebnisse der durchgeführten Messungen sowie der Simulationsläufe lagen zunächst in Punktwolken vor, wobei jeweils ein Punkt beschrieben wird durch eine in einem 5-Minuten-Intervall gültige Verkehrsstärke q und der zu diesem Intervall gehörigen mittleren Reisegeschwindigkeit der Pkw $\overline{v_{R,PkW}}$. Zur Darstellung der den Verkehrsablauf beschreibenden Punktwolken wurden verschiedene makroskopische Modelle getestet und dokumentiert. Dabei wurde zunächst der Versuch unternommen, q - v -Diagramme für Strecken, die sich aus mehreren ein- und zweistreifigen Abschnitten zusammensetzten, anzugeben. Es zeigte sich, dass eine solche Vorgehensweise für ein Bemessungsverfahren nicht praktikabel ist. Es hätten sehr starke Vereinfachungen und unplausible Annahmen insbesondere hinsichtlich der Stationarität des Verkehrsablaufs in den ein- und zweistreifigen Abschnitten getroffen werden müssen. Darunter hätte zum einen die Genauigkeit gelitten, zum anderen wäre aber auch die exakte Abbildung der unterschiedlichen Ausprägungen des Verkehrsablaufs in den ein- und zweistreifigen Abschnitten nicht möglich gewesen. Aus diesem Grund wurden ein- und zweistreifige Abschnitte getrennt voneinander betrachtet.

Bei der Wahl eines makroskopischen Modells zur Beschreibung des Verkehrsablaufs spielt es auch eine Rolle, ob bzw. mit welchem Modell am „besten“ die Kapazität einer Strecke beschrieben werden kann; dazu sollten nach Möglichkeit aus den empirischen Messungen Erkenntnisse vorhanden sein. Dies war bei den untersuchten Strecken nicht möglich, da entweder die erreichbaren Verkehrsstärken aufgrund der Lage im Straßennetz durch einen vorangehenden einbahnig-zweistreifigen Querschnitt vorgegeben waren, oder im Bereich der Fahrstreifenreduktion von zwei auf einen Fahrstreifen innerhalb einer Strecke mit 2+1-Verkehrsführung keine ausreichend hohen Verkehrsstärken zu beobachten waren. Mit Hilfe der Simulation konnten daher nur Größenordnungen für die Kapazität bestimmt werden. Somit spielte letztlich dieser Aspekt nur eine untergeordnete Rolle.

Ein weiterer Gesichtspunkt bei der Auswahl eines makroskopischen Modells ist die Herleitung handhabbarer mathematischer Funktionen, die die q-v-Punktwolken mit ausreichender Genauigkeit repräsentieren. Nach Anwendung mathematischer Verfahren zur Kurvenanpassung ergaben für die einstreifigen Abschnitte Wurzelfunktionen die besten Näherungen zur Beschreibung der Zusammenhänge zwischen q und $\sqrt{v_{R,PKW}}$, ausgedrückt durch einen geringen Standardschätzfehler. Bei leicht konvexen Ausprägungen in den q-v-Punktwolken (wie hier in den zweistreifigen Abschnitten) bot es sich in früheren Untersuchungen an, die mathematische Beschreibung der Punktwolken zunächst in einem Verkehrsdichte-Geschwindigkeits-Diagramm vorzunehmen. Für den hier relevanten Wertebereich im freien Verkehr lieferten dabei lineare Funktionen die besten Ergebnisse. Mit Hilfe von varianzanalytischen Berechnungen konnten außerdem die Einflüsse der verschiedenen Trassierungsparameter quantifiziert werden.

Längsneigung und Schwerverkehrsanteile wurden direkt in den insgesamt zehn q-v-Diagrammen - getrennt für ein- und zweistreifige Streckenabschnitte - dargestellt. Einflüsse durch die Längen der Teilabschnitte bzw. die Anzahl der Abschnitte wurden über Abminderungen bzw. Erhöhungen der Pkw-Reisegeschwindigkeiten berücksichtigt. Daraus wurden in einem weiteren Schritt Korrekturfaktoren ermittelt, die zwar den Ablesekomfort in den q-v-Diagrammen erhöhen, jedoch die Gefahr in sich bergen, dass die dabei verwendete Geschwindigkeit eine letztlich fiktive Rechengröße darstellt, die aber als solche missverstanden wird.

Das auf Basis der q-v-Diagramme entwickelte Verfahren zum Nachweis der Verkehrsqualität orientiert sich insgesamt bewusst an den Verfahren des derzeit gültigen Regelwerkes **[HBS 2001]**. Dies wird beispielsweise auch dadurch deutlich, dass auf den bewährten Ansatz eines Bemessungsschwerfahrzeuges zur Berücksichtigung des Einflusses der Länge einer Steigungsstrecke auf die geschwindigkeitsmindernde Wirkung der Gradienten zurückgegriffen wurde.

Für den konkreten Fall eines planfreien Knotenpunkttyps im unkritischen Wechselbereich wurden weitere Einflüsse auf die Pkw-Reisegeschwindigkeit ermittelt, die die Auswirkungen der sich im Knotenpunkt ändernden Verkehrsstärke (und den bei der Einfahrt zu beobachtenden, gegenüber

dem durchgehenden Fahrstreifen deutlich geringeren Geschwindigkeiten) berücksichtigen. Die dafür angegebenen Ergebnisse bedürfen dabei noch einer weiteren empirischen Überprüfung. Dennoch zeigte ein Vergleich der Simulationsergebnisse mit dem vorhandenen empirischen Material, dass die Tendenz der Ergebnisse plausibel erscheint.

Durch die Ergebnisse dieser Arbeit liegen somit erstmals abgesicherte q-v-Diagramme für freie Strecken mit 2+1-Verkehrsführung einschließlich planfreier Knotenpunkte in unkritischen Wechselbereichen vor, die einen Diskussionsbeitrag für eine Aufnahme in Fortschreibungen der derzeit gültigen Regelwerke darstellen.

13 Literatur

AH-RAL-K-2 1993:

Aktuelle Hinweise zur Gestaltung planfreier Knotenpunkte außerhalb bebauter Gebiete – Ergänzungen zu den RAL-K-2, Ausgabe 1993, Hrsg. FGSV, Köln, 1993

Baden-Württemberg 2000:

Statistisches Landesamt Baden-Württemberg (Hrsg.), Baden-Württemberg 2000 - der neue Atlas für das ganze Land, Stuttgart, 2000

Baselau 1997:

Zusatzfahrstreifen an Steigungsstrecken, Diplomarbeit am Institut für Verkehrswirtschaft, Straßenwesen und Städtebau, Universität Hannover, 1997

BAST 1992:

(Hrsg.) Einsatz von Zwischenquerschnitten – Bericht der Projektgruppe "Zwischenquerschnitte", Schriftenreihe „Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen“, Heft 265, Bergisch-Gladbach, 1992

BAST 1996:

Einsatz von Zwischenquerschnitten des Typs 2+1 auf Straßen für den allgemeinen Verkehr – hier: B 3 Ortsumgehung Pattensen bei Hannover, Zwischenbericht, Bergisch-Gladbach, 1996

Bauer, Wanninger 2003:

Vermessung und Ortung mit Satelliten: GPS und andere satellitengestützte Navigationssysteme, Wichmann Verlag, Heidelberg 2003

Beckmann, Zackor 2001:

Untersuchung und Eichung von Verfahren zu aktueller Abschätzung von Staudauer und Staulängen infolge von Tages- und Dauerbaustellen auf Autobahnen, Schriftenreihe „Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik“ des Bundesministeriums für Verkehr, Heft 808, Bonn 2001

Bergh, Carlsson, 2000:

2+1-roads with and without cable barriers – speed performance; in: Transportation Research Board (Hrsg.), Proceedings 4th International Symposium on Highway Capacity – TRC EC018, Maui (Hawaii), Juni 2000

Bickelhaupt 1991:

Beurteilung des dreistreifigen Querschnittstyps b2+1 unter besonderer Berücksichtigung des Schwerverkehrs, Dissertation an der TH Karlsruhe, Institut für Straßen- und Eisenbahnwesen, Karlsruhe 1991

Biermann 1971:

Aménagement et exploration des routes a trois voies, Lausanne, 1971

BMVBW 2001:

Schreiben des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Wohnungswesen an die obersten Straßenbaubehörden der Länder vom 27.08.2001 zu den Richtlinien für die Anlage von Straßen – Teil: Querschnitte (RAS-Q), Aktenzeichen: S28/38.50.05/80 Va 01, Referat S28 BMVBW, Bonn, 2001

BMVBW 2003:

Verkehr in Zahlen 2003/ 2004, Hrsg: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Wohnungswesen, bearbeitet vom Deutschen Institut für Wirtschaftsforschung (DIW), Deutscher Verkehrs-Verlag GmbH, Hamburg 2003

Boll 1980:

Reißverschlussverfahren zur Regelung des Verkehrs an Engstellen, Schriftenreihe „Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik“ des Bundesministeriums für Verkehr, Heft 291, Bonn 1980

Bortz 1999:

Statistik für Sozialwissenschaftler, 5. Auflage, Springer Verlag, Berlin, 1999

Brannolte 1974:

Simulation des Straßenverkehrsflusses an Steigungsstrecken, Diplomarbeit am Lehrstuhl für Verkehrswesen, Universität Karlsruhe, 1974

Brannolte 1980:

Verkehrsablauf an Steigungsstrecken von Richtungsfahrbahnen, Schriftenreihe „Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik“ des Bundesministeriums für Verkehr, Heft 318, Bonn, 1980

Brannolte, Holz 1983:

Simulation des Verkehrsablaufs auf Landstraßen – Modellerweiterung, Schriftenreihe „Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik“ des Bundesministeriums für Verkehr, Heft 402, Bonn 1983

Brannolte 1986:

Auswertung und Erfassung von Zwischenquerschnitten – Schlussbericht zum Forschungsauftrag FP 8346/2 der Bundesanstalt für Straßenwesen, Karlsruhe 1986

Brannolte, Schmidt, Bamberg, Theis 1990:

Bewertung des Verkehrsablaufs auf b2+1-Querschnitten mit Hilfe der Simulation; Forschungsauftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen, Institut für Verkehrswesen, Universität Karlsruhe, 1990

Brannolte, Schwarzmann, Sigthorsson 1991:

Unfallauswertung für ausgewählte Streckenabschnitte mit Zwischenquerschnitten, Schlussbericht zum Forschungsauftrag FP 8527/6 der Bundesanstalt für Straßenwesen, Karlsruhe 1991

Brannolte, Bamberg, Theis 1994:

Simulationsmodell zur Berechnung von Zeit-Weg-Linien eines Testfahrzeugs in einem Verkehrstrom auf Richtungsfahrbahnen, im Auftrag der Mercedes-Benz AG, Karlsruhe, 1994

Brannolte, Baselau, Dong 2004:

Zusammenhang zwischen Verkehrsstärke und Verkehrsablauf auf neuen Querschnitten nach RAS-Q 96: Untersuchung des Verkehrsablaufs auf dem Straßentyp RQ 15,5, Schriftenreihe „Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik“ des Bundesministeriums für Verkehr, Heft 899, Bonn 2004

Brilon 1975:

Definition von Kolonnenfahrzeugen, in: Straßenverkehrstechnik 6/75

Brilon 1976:

Warteschlangenmodell des Verkehrsablaufs auf zweispurigen Landstraßen, Schriftenreihe „Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik“ des Bundesministeriums für Verkehr, Heft 201, Bonn, 1976

Brilon, Brannolte 1977:

Simulation des Verkehrsablaufs auf Landstraßen, Schriftenreihe Forschung „Straßenbau und Straßenverkehrstechnik“ des Bundesministeriums für Verkehr, Heft 239, Bonn, 1977

Brilon, Breßler 2001:

Verkehrssicherheit an Steigungsstrecken – Kriterien für Zusatzfahrstreifen, Schriftenreihe „Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen“ V – Verkehrstechnik, Heft 87, Bergisch-Gladbach, 2001

Brilon, Weiser 1997:

Ermittlung von q-v-Diagrammen für zweistreifige Straßen außerhalb geschlossener Ortschaften, Schriftenreihe „Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik“ des Bundesministeriums für Verkehr, Heft 747, Bonn 1997

Bronstein, Semendjajew 1989:

Taschenbuch der Mathematik, 24. Auflage, hrsg. von Grosche, V. Ziegler, D. Ziegler, Teubner Verlag, Leipzig, 1989

Buck 1992:

Geschwindigkeitsverhalten auf einbahnigen Außerortsstraßen in Abhängigkeit von baulichen, betrieblichen und verkehrlichen Randbedingungen, Schriftenreihe „Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik“ des Bundesministeriums für Verkehr, Heft 621, Bonn 1992

Bühl, Zöfel 2002:

SPSS 11 – Einführung in die moderne Datenanalyse unter Windows, 8. Auflage, Verlag Pearson Studium, München 2002

Derr 2003

Application of European 2+1 Roadway Designs, Research Results Digest, Number 275, April 2003.

Dietrich 1965:

Kolonnenbildung und Überholen, in: Straße und Verkehr 11/65

Dietrich, Boppart, Lindemann 1983:

Zwischentypen – Eine Untersuchung über mögliche Betriebsformen für Hochleistungsstraßen, IVT-Bericht Nr. 83/2 der ETH Zürich, 1983

Dong 2003:

Programmdokumentation LASI2+1, interner Bericht, Professur Verkehrsplanung und Verkehrstechnik, Bauhaus-Universität Weimar, 2003

Durth 1986:

Dokumentation der Bereisung von Zwischenquerschnitten im November 1986 durch die Projektgruppe „Zwischenquerschnitte“ der BAST; Darmstadt, 1986

Durth 1995:

Implementation of intermediate cross sections, in Transportation Research Board (Hrsg.), Proceedings of the International Symposium on Highway Geometric Design; Boston, August 1995

EVE 1991:

Empfehlungen für Verkehrserhebungen (EVE), Hrsg. FGSV, Ausgabe 1991

FGSV 2000:

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Begriffsbestimmungen, Teil: Verkehrsplanung, Straßenentwurf und Straßenbetrieb, Ausgabe 2000

Friedrich, Dammann, Irzik 2005:

Ausbaustandard und Überholverhalten auf 2+1-Strecken, Schlussbericht zum Forschungsprojekt FE 02.225/2002/FRB der Bundesanstalt für Straßenwesen, Universität Hannover 2005

Frost, Keller, Kirchhoff 1989:

Untersuchung von Zwischenquerschnitten in Bayern, Schlussbericht zum Forschungsauftrag FP 8527/9 der Bundesanstalt für Straßenwesen, Universität München 1989

Frost, Keller, Kirchhoff 1992:

Empirische Untersuchungen zu Verkehrsablauf und Verkehrssicherheit auf Zwischenquerschnitten in Bayern, in: Straße und Autobahn 6/92

Harders 1976:

Grenz- und Folgezeitlücken als Grundlage für die Berechnung der Leistungsfähigkeit von Landstraßen, Schriftenreihe „Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik“ des Bundesministeriums für Verkehr, Heft 216, Bonn 1976

Hartkopf 1987:

Beurteilung von Zwischenquerschnitten von Straßen, in: Straße und Autobahn 11/1987

Hartkopf, Weber, R. 2005:

Die neuen Richtlinien für Landstraßen. Ein Schritt zu selbsterklärenden Straßen?, in: Straßenverkehrstechnik 1/2005

HBS 2001:

Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HBS), Ausgabe 2001, Hrsg. FGSV, Köln, 2002

HCM 2000:

Highway Capacity Manual, Hrsg. Transportation Research Board, Washington D.C., 2000

Herz, Schlichter, Siegener 1992:

Angewandte Statistik für Verkehrs- und Regionalplaner, 2. Auflage, Werner-Ingenieur Texte Nr. 42, Werner-Verlag, Düsseldorf 1992

Hessen 2000:

Hessisches Ministerium für Wirtschaft, Verkehr und Landesentwicklung (Hrsg.), Landesentwicklungsplan Hessen, Wiesbaden, 2000

Hiersche, Bickelhaupt 1991:

Untersuchung von Zwischenquerschnitten auf der B 10 bei Landau, Schlussbericht zum Forschungsauftrag FP 8527/10 der Bundesanstalt für Straßenwesen, Karlsruhe 1991

Hoban 1981:

The two and a half lane rural road: Details of simulation study, in: Australian Road Research Board (Hrsg.), Project 359-8 Analysis of rural road traffic operations, Vermont South (Victoria/ Australien) 1981

Hoban, Morrall 1986:

Overtaking lane practice in Canada and Australia, in: Australian Road Research Board (Hrsg.), Heft 144, Vermont South (Victoria/ Australien) 1986

Jacobs 1970:

Untersuchungen zur stochastischen Theorie des Verkehrsablaufes auf Straßen Schriftenreihe „Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik“ des Bundesministeriums für Verkehr, Heft 96, Bonn 1970

Keller, Hampe 1976:

Fahrzeugpuls als Merkmal des Verkehrsablaufs, in: Straßenverkehrstechnik 2/76

Keller, Sachse 1995:

Zum Einfluss konstanter und stationärer Bezugsintervalle auf die Gestalt des Fundamentaldiagramms, in: Straßenverkehrstechnik 10/95

Köppel, Bock 1979:

Fahrgeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Kurvigkeit, Schriftenreihe „Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik“ des Bundesministeriums für Verkehr, Heft 269, Bonn 1979

Kühne 1997:

Betrieb als Kraftfahrstraße oder Zulassung für den allgemeinen Verkehr – Einsatzmöglichkeiten für den Querschnitt b2+1, Diplomarbeit am Institut für Verkehrswirtschaft, Straßenwesen und Städtebau, Universität Hannover, 1997

Laffont, Nierhoff, Schmidt 2001:

Verkehrsentwicklung auf Bundesfernstraßen 1999, Schriftenreihe „Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen“ V – Verkehrstechnik, Heft 82, Bergisch-Gladbach, 2001

Lesemann 2003:

Fahrgeschwindigkeiten in Abhängigkeit von der Längsneigung, Diplomarbeit an der Professur Verkehrsplanung/ Verkehrstechnik der Bauhaus-Universität Weimar, September 2003

Leutzbach 1972:

Einführung in die Theorie des Verkehrsflusses, Springer Verlag, Berlin, 1972

Leutzbach, Brannolte 1989:

Der Überholdruck! Zum Zusammenhang zwischen Überholparametern und Unfallraten auf Landstraßen, in: Straße und Autobahn, 2/1989

Leutzbach, Brannolte, Baumann 1989:

Untersuchung des Verkehrsablaufs auf einbahnigen Straßen unter besonderer Berücksichtigung langsamer Fahrzeuge, Schriftenreihe „Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik“ des Bundesministeriums für Verkehr, Heft 551, Bonn 1989

Leutzbach, Brannolte, Schmidt 1990:

Bewertung des Verkehrsablaufs auf b2+1-Querschnitten mit Hilfe der Simulation, Schlussbericht zum Forschungsauftrag FP 8527/5 der Bundesanstalt für Straßenwesen, Karlsruhe 1990

Linder 1988:

Wirkungen von Zwischenquerschnitten im Zuge einbahniger Außerortsstraßen auf Verkehrsablauf und Verkehrssicherheit, Dissertation an der TU München, Fakultät Bauingenieurwesen, München, 1988

Linder 2001:

Dreistreifige Bundesstraßen – Erfahrungen und Planungen, in: bau intern 4/2001

Listl 2003:

Anwendung neuer Technologien zur Erfassung des Verkehrsablaufs, Schriftenreihe der Fachgebiete Verkehrssysteme und Verkehrstechnik, Heft 14, Universität Kassel, 2003

Meewes, Gerz 1975:

Zur Beschreibung des Verkehrsablaufs auf Straßen mit und ohne Richtungstrennung, Forschungsbericht Nr. 2529 des Landes Nordrhein-Westfalen, Westdeutscher Verlag 1975

Meewes, Maier 1983:

Zwischenbericht über den Modellversuch B 33: 2+1-spurige Landstraßen, Mitteilungen Nr. 22a der Beratungsstelle für Schadensverhütung, Köln, 1984

Meewes, Maier 1984:

Modellversuch B 33: 2+1-spurige Landstraßen, Mitteilungen Nr. 22 der Beratungsstelle für Schadensverhütung, Köln, 1984

Meewes, Maier 1986:

Modellversuch B 33: 2+1-spurige Landstraßen - Langzeitwirkungen, Mitteilungen Nr. 22b der Beratungsstelle für Schadensverhütung, Köln, 1984

Meewes, Stievermann, Leopold 1991:

Erfahrungen mit „2+1“-spuriger Verkehrsführung, in: Straße und Autobahn, 3/1991

Meewes 1993:

Mobile und ortsfeste Geschwindigkeitsüberwachung – Auswirkungen auf Verhalten und Verkehrssicherheit, Mitteilungen Nr. 34 der Beratungsstelle für Schadensverhütung, Köln, 1993

Niedersachsen 1994:

Land Niedersachsen (Hrsg.), Landesraumordnungsprogramm Niedersachsen, Hannover, 1994

Nordrhein-Westfalen 2002:

Landesregierung NRW (Hrsg.), Landesentwicklungsbericht Nordrhein-Westfalen, Düsseldorf, 2002

Palm, Schmidt 1999:

Querschnittsbreiten einbahniger Außerortsstraßen und Verkehrssicherheit – Sonderuntersuchung zum Querschnittstyp b2+1, Schriftenreihe „Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen“ V – Verkehrstechnik, Heft 64, Bergisch-Gladbach, 1999

Ponzlet 1996:

Auswirkungen von zeitlich veränderlichen Leistungsfähigkeiten, Schriftenreihe „Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik“ des Bundesministeriums für Verkehr, Heft 718, Bonn, 1996

Priemer 2004:

Überholverhalten auf 2+1-Strecken, Diplomarbeit am Institut für Verkehrswirtschaft, Straßenwesen und Städtebau, Universität Hannover, 2004

RAL-K-2 1991:

Richtlinie für die Anlage von Landstraßen – Teil: Knotenpunkte (RAL-K), Abschnitt 2: planfreie Knotenpunkte, Ausgabe 1976/91, Hrsg. FGSV, Köln, 1991

RAS-K-1 1993:

Richtlinie für die Anlage von Straßen – Teil: Knotenpunkte (RAS-K), Abschnitt 1: plangleiche Knotenpunkte, Ausgabe 1988/93, Hrsg. FGSV, Köln, 1993

RAS-L 1995:

Richtlinie für die Anlage von Straßen – Teil: Linienführung (RAS-L), Ausgabe 1995, Hrsg. FGSV, Köln, 1995

RAS-N 1988:

Richtlinie für die Anlage von Straßen – Teil: Leitfaden für die funktionale Gliederung des Straßennetzes (RAS-N), Ausgabe 1988, Hrsg. FGSV, Köln, 1988

RAS-Q 1996:

Richtlinie für die Anlage von Straßen – Teil: Querschnitte (RAS-Q), Ausgabe 1996, Hrsg. FGSV, Köln, 1996

Ressel 1994:

Untersuchungen zum Verkehrsablauf im Bereich der Leistungsfähigkeit von Baustellen auf Autobahnen, Schriftenreihe der Universität der Bundeswehr München, Heft 37, München 1994

Rheinland-Pfalz 1998:

Staatskanzlei (Hrsg.), Landesentwicklungsprogramm III des Landes Rheinland-Pfalz, Mainz, 1998

RiLSA 1992:

Richtlinien für Lichtsignalanlagen, Lichtzeichenanlagen für den Straßenverkehr, Ausgabe 1992, Hrsg. FGSV, Köln, 1992

RMS 1993:

Richtlinie für die Markierung von Straßen (RMS, Teil 1 und 2), Ausgabe 1993/1995, Hrsg. FGSV, Köln, 1993/1995

Roos 1989:

Pulkbildung und Pulkauflösung als Kriterium zur Bemessung dreistreifiger Außerortsstraßen mit der Betriebsform b2+1, Dissertation an der TH Darmstadt, Fachbereich Wasser und Verkehr, Darmstadt 1989

Roos 1990:

Bemessungskriterien zur Abschätzung günstiger Abschnittslängen bei dreistreifigen Straßen der Betriebsform b2+1, in: Straße und Autobahn 8/90

Rudel 2002:

Quantifizierung von Fahrzeugpuls, Diplomarbeit an der Professur Verkehrsplanung/ Verkehrstechnik der Bauhaus-Universität Weimar, August 2002

Sachs 1996:

Angewandte Statistik – Anwendung statistischer Methoden, 8. Auflage, Springer-Verlag, Heidelberg, 1997

Schaechterle, Linder 1987:

Zwischenquerschnitte – Untersuchung der B 471 bei Dachau, Schlussbericht zum Forschungsauftrag FP 8527/2 der Bundesanstalt für Straßenwesen, München 1987

Schnüll, Hoffmann, Kölle, Mennicken 2000:

Leistungsfähigkeit von Verflechtungsstrecken an planfreien Knotenpunkten, Schriftenreihe „Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik“ des Bundesministeriums für Verkehr, Heft 796, Bonn, 2000

SETRA 1994:

(Hrsg.) Aménagement des routes principales – Guide technique, Bagneux Cedex (Frankreich), 1994

Schurig, Wagner 1999:

Kommentar zur Straßenverkehrsordnung, 9. Auflage, Bonn 1999

Sparmann 1978:

Untersuchung von Spurwechselvorgängen auf Richtungsfahrbahnen, Dissertation am Institut für Verkehrswesen, Universität Karlsruhe, Karlsruhe, 1978

Thagesen 1996:

Highway and traffic engineering in developing countries., edited by B. Thagesen, Technical University of Denmark, Verlag E & FN SPON, London 1996

Theis 1997:

Modellierung des Fahrverhaltens an Autobahnanschlussstellen, Dissertation am Institut für Verkehrswesen, Universität Karlsruhe, Karlsruhe, 1997

Topp, Horstmann, Hupfer 1993:

Digitale Bildverarbeitung zur Verkehrsanalyse, Schriftenreihe „Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen“ V – Verkehrstechnik, Heft 11, Bergisch-Gladbach, 1993

Trapp 1971:

Untersuchung über den Verkehrsablauf auf Landstraßen, Schriftenreihe „Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik“ des Bundesministeriums für Verkehr, Heft 113, Bonn, 1971

Trapp, Oellers 1974:

Streckencharakteristik und Fahrverhalten auf zweispurigen Landstraßen, Schriftenreihe „Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik“ des Bundesministeriums für Verkehr, Heft 176, Bonn 1974

Trapp, Klaus 1983:

Messung und Überprüfung der Einflüsse: Steigungsklassen, Kurvigkeit, Überholmöglichkeit und Fahrstreifenbreite im Berechnungsverfahren RAS-Q, Schriftenreihe „Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik“ des Bundesministeriums für Verkehr, Heft 381, Bonn 1983

Trapp 1991:

Untersuchung zum Ausbau der B54n Münster – Altenberge, Untersuchung im Auftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen, Aachen, 1991

Van Aerde 1995:

A single regime speed-flow-density relationship for freeways and arterials, in: 74th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington 1995

Weber, R., Löhe 2003:

Verkehrssicherheit und Verkehrsablauf auf b2+1-Strecken mit allgemeinem Verkehr, Schriftenreihe „Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen“ V – Verkehrstechnik, Heft 109, Bergisch-Gladbach, 2003

Weber, Th. 2001:

Untersuchungen zum Verkehrsablauf auf dem Straßentyp RQ 15,5, Studienarbeit an der Professur Verkehrsplanung/ Verkehrstechnik der Bauhaus-Universität Weimar, September 2001

Wiedemann 1974:

Simulation des Verkehrsflusses, Schriftenreihe des Institutes für Verkehrswesen, Heft 8, Universität Karlsruhe, 1974

Wiedemann, Hubschneider 1982:

Zusammenhang zwischen der Wunschgeschwindigkeit und relevanten Kenngrößen des Verkehrsablaufs auf Autobahnen, Schlussbericht zum FE-Projekt 01.071 G80H des Bundesministeriums für Verkehr, Universität Karlsruhe, 1982

Witzenhausen 2004:

Örtliche Unfalluntersuchung auf Landstraßen mit dem Straßentyp RQ 15,5, Diplomarbeit an der Professur Verkehrsplanung/ Verkehrstechnik der Bauhaus-Universität Weimar, August 2004

Wu, J.-S. 1992:

Stochastische Simulation des Überholverhaltens auf zweistreifigen Landstraßen, Dissertation am Institut für Straßen- und Verkehrswesen, Universität Stuttgart, Heft 12, Stuttgart, 1992

Wu, N. 2000:

Verkehr auf Schnellstraßen im Fundamentaldiagramm – eine neues Modell und seine Anwendungen, in: Straßenverkehrstechnik 8/2000

14 Abbildungsverzeichnis

Bild 2-1: Prinzipdarstellung eines RQ 15,5 im Lageplan	11
Bild 3-1: q-v-Diagramme für Fahr- und Überholstreifen im zweistreifigen Abschnitt (links), sowie für den einstreifigen Abschnitt (rechts) für die B 471 [Schaechterle, Linder 1987]	19
Bild 3-2: q-v-Beziehungen mit Hilfe der mikroskopischen Simulation in Abhängigkeit vom SV-Anteil [Leutzbach, Brannolte, Schmidt 1990]	20
Bild 3-3: q-v-Diagramm für unterschiedliche Querschnitte in Schweden – Gesamtquerschnitt (links), Messpunkte in 1-Std-Intervallen zu Beginn eines einstreifigen Abschnitts (rechts) [Bergh, Carlsson 2000]	20
Bild 3-4: q-v-Diagramm für RQ 15,5 [RAS-Q 1996]	21
Bild 3-5: Vorauswahl der Regelquerschnitte [RAS-Q 1996]	22
Bild 3-6: Unfallkostenraten der Regelquerschnitte [RAS-Q 1996] – aktualisierte Preisstände	23
Bild 3-7: Übergang der Rampenfahrbahn in den rechten Fahrstreifen	25
Bild 3-8: Fahrmanöver auf unterschiedlichen Anlagen planfreier Knotenpunkte	25
Bild 4-1: Übersicht über die in Deutschland unter Verkehr befindlichen Strecken mit 2+1-Verkehrsführung	29
Bild 4-2: Montage der Videokameras	34
Bild 5-1: Gegenüberstellung der entsprechenden Verkehrsstärken bei Verwendung von 5-Minuten- und 60-Minuten-Intervallen [Keller, Sachse, 1995]	37
Bild 5-2: Gegenüberstellung der entsprechenden Verkehrsstärken bei Verwendung von 5-Minuten- und 60-Minuten-Intervallen am Beispiel der B 7 bei Kaufungen	38
Bild 5-3: Definition des Ein- und Ausfahrquerschnitts	39
Bild 5-4: B 33 Gengenbach – Vergleich des Ein- und Ausfahrquerschnitts	40
Bild 5-5: q-v-Diagramm (Reisegeschwindigkeiten) für die B 3 bei Pattensen	41
Bild 5-6: q-v-Diagramm (Reisegeschwindigkeiten) für die B 4 bei Uelzen	41
Bild 5-7: q-v-Diagramm (Reisegeschwindigkeiten) für die B 7 bei Kaufungen	42
Bild 5-8: q-v-Diagramm (Reisegeschwindigkeiten) für die B 31n bei Stockach	42
Bild 5-9: q-v-Diagramm (Reisegeschwindigkeiten) für die B 33 bei Gengenbach	43
Bild 5-10: q-v-Diagramm (Reisegeschwindigkeiten) für die B 54 bei Altenberge	43
Bild 5-11: q-v-Diagramm der Reisegeschwindigkeiten für die B 33 bei Gengenbach – Vergleich der Gesamtstrecke (4 Abschnitte) mit einer Teilstrecke (2 Abschnitte)	44
Bild 5-12: Verteilungsfunktionen der lokalen Geschwindigkeiten frei fahrender Pkw	47
Bild 5-13: Verteilungsfunktionen der lokalen Geschwindigkeiten frei fahrender Lkw	47
Bild 5-14: Pulkclängen und ihre Häufigkeiten auf den Untersuchungsstrecken	49
Bild 5-15: Pulkclängen und ihre Häufigkeiten auf der B31n Stockach (modifiziertes Pulkkriterium)	50
Bild 5-16: Abhängigkeit der im Pulk behinderten Fahrzeuge von der Verkehrsstärke	51
Bild 5-17: Vergleich verschiedener Ansätze zur Abgrenzung von Pulks	55
Bild 5-18: Realisierte Überholraten für die einzelnen Untersuchungsstrecken	58

Bild 5-19: Gegenüberstellung von erforderlichen mit tatsächlichen Überholraten in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke - links: allgemein z. B. nach [Leutzbach, Brannolte 1989] und rechts: für die B7	59
Bild 5-20: Untersuchungen zum SV-Anteil (am Beispiel der Krafftahrstraßen)	61
Bild 6-1: Kurzzeitige Erhöhung der Vorgabegeschwindigkeit.....	64
Bild 6-2: Geschwindigkeitsniveau in den zweistreifigen Abschnitten der B 7 zu Kalibrierungszwecken.....	65
Bild 6-3: Definitionen von Phasen beim Fahrstreifenwechsel nach links.....	66
Bild 6-4: Wahrnehmungs- und Entscheidungsschwellen [Wiedemann 1974]	67
Bild 6-5: Grafische Darstellung des minimalen Folgeabstands BX im Modell LASI2+1	68
Bild 6-6: Beschleunigungsvermögen der Schwerverkehr-FFE im Modell.....	70
Bild 6-7: Grafische Darstellung der bei LASI2+1 verwendeten Vorgabegeschwindigkeitsverteilungen	75
Bild 6-8: Ansätze zur Bestimmung der Vorgabegeschwindigkeit	76
Bild 6-9: Ergebnisse der Validierung für die B3 Pattensen.....	79
Bild 6-10: Ergebnisse der Validierung für die B4 Uelzen.....	80
Bild 6-11: Ergebnisse der Validierung für die B7 Kaufungen	81
Bild 6-12: Ergebnisse der Validierung für die B33 Gengenbach	82
Bild 6-13: Ergebnisse der Validierung für die B54 Altenberge.....	83
Bild 6-14: Vergleich der Überholraten aus Messung und Simulation für die B33 Gengenbach.....	84
Bild 6-15: Validierung des Modells an einer Strecke mit großer Längsneigung	85
Bild 6-16: Ergebnisse der Validierung für die B31n Stockach	86
Bild 6-17: Gegenüberstellung von q-v-Diagrammen aus Mess- und Simulationsergebnissen für ein- und zweistreifige Abschnitte	87
Bild 7-1: Einfluss der Steigerung der Input-Verkehrsstärke auf das Simulationsergebnis.....	89
Bild 7-2: Darstellung der Simulationstrecke 1.....	90
Bild 7-3: Auswirkung hoher Input-Verkehrsstärken in der Simulation.....	90
Bild 7-4: Einfluss der Abschnittslänge auf die Pkw-Reisegeschwindigkeit	97
Bild 7-5: Exemplarische Darstellung für den Einfluss der Anzahl von Abschnitten für eine Strecke mit jeweils 1200 m Abschnittslängen und einem SV-Anteil 20%	98
Bild 8-1: Gegenüberstellung der Standardschätzfehler verschiedener Verkehrsflussmodelle bei den Untersuchungsstrecken.....	105
Bild 8-2: Beispielhafte Darstellung von q-v-Diagrammen für ein- und zweistreifige Abschnitte (hier für eine Steigung von 1%, SV-Anteil von 10%).....	106
Bild 9-1: Ermittlung eines Korrekturfaktors für die Bemessungsverkehrsstärke zur Berücksichtigung der Abschnittslänge	112
Bild 9-2: Prinzipielle Vorgehensweise bei der Bestimmung von Korrekturfaktoren	113
Bild 9-3: Festlegung der Positionsbestimmung ein- und zweistreifiger Abschnitte (Prinzip)	114
Bild 9-4: Mittlere Pkw-Reisegeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke Steigungsklassen 1-3 (einstreifige Abschnitte)– Qualitätsstufen A bis F	116

Bild 9-5: Mittlere Pkw-Reisegeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke Steigungsklassen 4-5 (einstreifige Abschnitte)– Qualitätsstufen A bis F	117
Bild 9-6: Mittlere Pkw-Reisegeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke Steigungsklassen 1-3 (zweistreifige Abschnitte)– Qualitätsstufen A bis F	118
Bild 9-7: Mittlere Pkw-Reisegeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke Steigungsklassen 4-5 (zweistreifige Abschnitte)– Qualitätsstufen A bis F	119
Bild 9-8: Vergleich der Berechnungsergebnisse im Methodenvergleich „Papier+Bleistift-Verfahren“ – Simulationsprogramm „LASI2+1“	122
Bild 9-9: Teststrecke zur vergleichenden Betrachtung unterschiedlicher Querschnitte	123
Bild 10-1: Darstellung der häufigsten plangleichen Knotenpunktlösungen (Fahrstreifendarstellung)	126
Bild 10-2: Darstellung der häufigsten plan-/ teilplanfreien Knotenpunktlösungen (Fahrstreifendarstellung)	127
Bild 10-3: Prinzipdarstellung des planfreien Knotenpunktes im unkritischen Wechsel	128
Bild 10-4: Prinzipieller Messaufbau zur Bestimmung des Interaktionsbereiches	129
Bild 10-5: Prinzipieller Messaufbau zur Bestimmung lokaler Geschwindigkeiten	129
Bild 10-6: Unterschiedliche Übergänge in die zweistreifigen Abschnitte (B 54/ B33)	131
Bild 10-7: Verteilungsfunktionen lokaler Geschwindigkeiten am Knotenpunkt Steinfurt (B 54)	132
Bild 10-8: Vergleich von Simulations- und Messergebnissen für zweistreifige Abschnitte mit Knotenpunkt	134
Bild 10-9: Prinzipskizze der Simulationsstrecke mit Einfahrt	135
Bild 10-10: Darstellungsmöglichkeiten zur Beschreibung des Einflusses von Einfahrten an zweistreifigen Abschnitten	136
Bild 10-11: Streuung der Simulationsergebnisse in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke in der Einfahrt	136
Bild 10-12: Exemplarische q-v-Darstellung in Abhängigkeit vom Verhältnis der Verkehrsstärken in der Einfahrt und auf dem durchgehenden Fahrstreifen	137
Bild 10-13: Abminderung der Reisegeschwindigkeiten bei Spuradditionen (bei identischen SV-Anteilen in der Einfahrt und der dem durchgehenden Fahrstreifen)	138
Bild 10-14: Abminderung der Reisegeschwindigkeiten bei Spuradditionen (bei unterschiedlichen SV-Anteilen in der Einfahrt und der dem durchgehenden Fahrstreifen)	139
Bild 10-15: Abminderung der Reisegeschwindigkeiten bei Spuradditionen (gültig für die Steigungsklassen 1-3)	140
Bild 10-16: Abminderung der Reisegeschwindigkeiten Darstellung in Abhängigkeit vom Verhältnis der Verkehrsstärken in der Einfahrt und auf dem durchgehenden Fahrstreifen (Steigungsklasse 5)	140
Bild 10-17: Streuung der Simulationsergebnisse im Vergleich ohne und mit Einfahrt	141
Bild 10-18: Abminderung der Reisegeschwindigkeiten bei Spuradditionen für die Steigungsklassen 4 und 5 (Ergebnis der Regressionsrechnung)	142
Bild 10-19: Ermittlung der Kapazität mit Hilfe von LASI2+1 (exemplarische q-v-Ergebnisdarstellung)	143
Bild 10-20: Lokale Geschwindigkeiten in den einstreifigen Abschnitten	144
Bild 10-21: Ermittlung von Korrekturfaktoren für die Bemessungsverkehrsstärke zur Berücksichtigung des Einflusses eines planfreien Knotenpunkts auf den nachfolgenden zweistreifigen Abschnitt	146
Bild 10-22: Auswirkungen einer direkteren Rampenführung	147

15 Tabellenverzeichnis

Tabelle 4-1: Übersicht über die Untersuchungsstrecken.....	30
Tabelle 4-2: Übersicht über die Eigenschaften der Untersuchungsstrecken	31
Tabelle 4-3: Ausbildung der Untersuchungsstrecken.....	31
Tabelle 4-4: Anschlussquerschnitte an die Untersuchungsstrecken	32
Tabelle 5-1: Durchschnittliche Pulkanzahl auf den Untersuchungsstrecken	50
Tabelle 5-2: Anteil der behinderten Fahrzeuge (Pkw und Lkw) unter Einfluss der 2+1-Verkehrsführung	52
Tabelle 5-3: Registrierung von im Pulk fahrenden Fahrzeugen an verschiedenen Querschnitten	53
Tabelle 5-4: Veränderung von Pulkgröße und Position der Fahrzeuge im Pulk	54
Tabelle 6-1: Äquivalente Steigungsmaße in LASI2+1	77
Tabelle 7-1: Quantitative Einflüsse von Steigung und SV-Anteil auf die mittlere Pkw-Reisegeschwindigkeit bezogen auf die Gesamtstrecke	95
Tabelle 7-2: Einfluss der Position ein- und zweistreifiger Abschnitte innerhalb der Gesamtstrecke auf die Pkw-Reisegeschwindigkeit.....	99
Tabelle 8-1: Parameter der q-v-Modelle für ein- und zweistreifige Abschnitte	108
Tabelle 9-1: Repräsentative Längsneigungen der Simulationsstrecken im Konzept der Steigungsklassen.....	110
Tabelle 9-2: Vorgeschlagene Grenzwerte der Verkehrsdichte für die Qualitätsstufen	111
Tabelle 9-3: Einfluss der Position ein- und zweistreifiger Abschnitte innerhalb der Gesamtstrecke auf die Pkw-Reisegeschwindigkeit – Bestimmung des Korrekturfaktors f_2	113
Tabelle 9-4: Übersicht über die Teststrecken 1-7 (Lage- und Höhenplan).....	121
Tabelle 9-5: Übersicht über die verkehrlichen Eingabeparameter bei den Teststrecken	122
Tabelle 10-1: Übersicht über die ausgewählten Knotenpunkte für empirische Messungen	130
Tabelle 10-2: Fahrstreifenaufteilung in ausgewählten zweistreifigen Abschnitten.....	131

16 Verzeichnis der fachspezifischen Abkürzungen

Abs.	Absatz
B	Bundesstraße
B.-W.	Baden-Württemberg
BAB	Bundesautobahn
BSFz	Bemessungsschwerfahrzeug
DIN	Deutsches Institut für Normung e.V.
DTV	Durchschnittliche täglich Verkehrsstärke aller Tages des Jahres
FFE	Fahrer-Fahrzeug-Element
HBS	Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen
Lkw	Lastkraftwagen
LSA	Lichtsignalanlage
Nieders.	Niedersachsen
NRW	Nordrhein-Westfalen
Pkw	Personenkraftwagen
RAS	Richtlinien für die Anlage von Straßen
RQ	Regelquerschnitt
StVO	Straßenverkehrsordnung
SV	Schwerverkehr
ZF	Zufallsgröße

Anhang

Anhangverzeichnis

Anhang 1: Übersicht über die bekannten Strecken mit 2+1-Verkehrsführung	3
Anhang 2.1: Übersicht über die Untersuchungsstrecken (Freie Strecke).....	6
Anhang 2.2: Übersicht über die Untersuchungsstrecken (Knotenpunkte).....	13
Anhang 3: Geschwindigkeitsprofile der Fahrzeug-Nachfahrten	16
Anhang 4: Einfluss der Abschnittslänge auf die erreichbaren Reisegeschwindigkeiten.....	23
Anhang 5: Berechnungsbeispiel für einen Streckenzug mit dem Straßentyp RQ 15,5	27
Bilder- und Tabellenverzeichnis im Anhang	32

Anhang 1: Übersicht über die bekannten Strecken mit 2+1-Verkehrsführung

Bundesland	Strasse	Umgebung	Streckenlänge	DTV	SV-Anteil	Zählung/ Prognosejahr	Abschnittslängen	Längsneigungen	Kurvigkeit	Abschnitte	Knotenpunkte	zul. Höchst- geschwindigkeit	Videomittelfahrt	Bemerkungen
BR	B 2	OU Schwedt	6 km									100	nein	
BR	B 87	OU Beeskow	7 km				1,2 - 1,4 km			4	keine	100	ja	
BR	B 112	Güldenlof - Lossow	2,8 km				1,3 km			2	keine	100	ja	
BR	B 166	OU Gramzow - Zichow	3 km							2	keine	100	nein	
BR	B 167	OU Wriezen	2 km							2	keine	100	nein	
BW	B 28a	AS Rottenburg - Rottenburg	3,8 km				1,5 - 1,8 km			2	keine	100	ja	
BW	B 31	Rotenbach - Titisee-Neustadt	4,3 km				0,4 - 2,5 km			3	1 planfrei	100	ja	keine Kraftfahrstraße
BW	B 31n	Stockach - Überlingen	10 km	12700	8%	1995	1,9 - 3,6 km	2,7% (max 4,5%)	gering	4	keine	120	ja	
BW	B 33	Gegenbach - Biberach	5,6 km	18000	10%	1995	1,0 - 1,5 km	max 2,5%	41 gon/km	4	keine	100	ja	
BW	B 292	Aglasterhausen - Orlingheim	7,8 km	12870	7%	1995	0,3 - 2,5 km			8	6 plangleich	100	ja	zweistreifige Abschnitte, keine Kraftfahrstraße
BW	B 292	Sinsheim - Walldorf	3,4 km				0,4 - 1,5 km			4	1 planfrei, 1 plangleich	100	ja	keine Kraftfahrstraße
BW	B 294	OU Walldorf	3,6 km				0,4 - 1,3 km			4	1 planfrei	80	ja	keine Kraftfahrstraße
BW	B 317	Feldberg - Todtnau	3,9 km	3500			0,8 - 1,4 km	max 9,9 %		4	1 plangleich	100	ja	keine Kraftfahrstraße
BY	B 20	Cham - Straubing										100	nein	
BY	B 300	Langenbruck - Peutenhausen	14,4 km	10000	17%	1995	1,0 - 1,9 km	max 4%	37 gon/km	10	3 planfrei	100	ja	zweistreifige Abschnitte
BY	B 471	OU Dachau	6,4 km	15500	10%	1999	1,1 - 1,4 km	0,3% (max 1,85%)	20 gon/km	4	1 planfrei	100	ja	
HE	B 7	Kaufungen - Helsa	5,1 km	20500	20%	1999	0,9 - 1,8 km	max 4,5%	gering	4	keine	100	ja	
HE	B 7	Helsa - Fürstenhagen	6,6 km	18000	20%	1999	0,7 - 1,1 km		gering	4	2 plangleich	100	ja	keine Kraftfahrstraße
HE	B 27	Bad Sooden-Allendorf - Albungen	2,3 km				1,0 - 1,1 km			2	keine	100	nein	keine Kraftfahrstraße
HE	B 27	Bebra - Mecklar	6,8 km				0,7 - 1,7 km			6	2 planfrei	100	ja	
HE	B 27	Asmushausen - Cornberg	3,9 km				0,7 - 1,5 km			4	1 plangleich	100	ja	

Übersicht über die bekannten Strecken mit 2+1-Verkehrsführung, Teil 1

Stand der Informationen: Oktober 2002;
fehlende Informationen waren nicht recherchierbar

Anhang 1: Übersicht über die bekannten Strecken mit 2+1-Verkehrsführung

Bundesland	Straße	Umgebung	Streckenlänge	DTV	SV-Anteil	Zählung/ Prognosejahr	Abschnittslängen	Längsneigungen	Kurvigkeit	Abschnitte	Knotenpunkte	zul. Höchst- geschwindigkeit	Videomittelfahrt	Bemerkungen
HE	B 27	OU Sontra	3 km	7000			0,9 - 1,4 km	max. 4%	gering	2	1 plangleich	100	ja	keine Kraftfahrstraße
HE	B 27	Hünfeld - Burghaun	5,2 km	20000	16%	1999	1,5 - 2,0 km		gering	3	1 plangleich	100	ja	keine Kraftfahrstraße
HE	B 27	Neuhof - Eichenzell										100	nein	
HE	B 49	Leun - Niederbiehl	4,5 km	19000	11%	1995	0,7 - 1,3 km	max 1%		4	keine	100	ja	
HE	B 49	Ahlbach - Obertiefenbach	4,4 km	11000			0,3 - 0,9 km		gering	4	3 planfrei	80	ja	keine Kraftfahrstraße
HE	B 49	Weilburg - Biskirchen	5,5 km				0,8 - 1,6 km			4	1 plangleich	100	ja	
HE	B 54	Oberzeuzheim - Ahlbach	5 km	14000			0,6 - 1,6 km		gering	4	2 planfrei	100	ja	keine Kraftfahrstraße
HE	B 62	Cölbe - Kirchhain	8,2 km	16800	11%	1999	1,0 - 1,8 km	max 0,3%		6	1 planfrei	100	ja	
HE	B 83	Vellmar - Hofgeismar	9,5 km	11500			0,7 - 1,3 km	gering	gering	10	5 plangleich	100	ja	zweistreifige Abschnitte, keine Kraftfahrstraße
HE	B 253	A7 - Melsungen	3,9 km	13500	10%	1999	0,6 - 1,2 km	max. 7%		3	2 plangleich	100	ja	keine Kraftfahrstraße
HE	B 417	Neuhof - Wiesbaden	4,5 km	19000			1,6 - 2,4 km	max. 10%	gering	2	keine	100	ja	keine Kraftfahrstraße
NDS	B 3	OU Pattensen	5,8 km	10000	6%	2000	0,8 - 1,4 km	gering	gering	5	2 planfrei	100	ja	keine Kraftfahrstraße
NDS	B 4	OU Uelzen	4,4 km	8000		2015	0,5 - 1,0 km	gering	gering	4	2 planfrei	100	ja	keine Kraftfahrstraße
NDS	B 64	OU Holzminde										100	nein	
NDS	B 72	OU Friesoyte										100	nein	
NDS	B 83	OU Hessisch-Oldendorf	9 km	10000	15%	1999	0,8 - 1,1 km	0,5% (max 2,4%)	30 gon/km	8	2 planfrei	100	ja	
NDS	B 210	OU Jever	6,8 km	13000	8%	1999	1,3 - 1,7 km	0,5% (max 1,3%)	15 gon/km	4	1 planfrei	100	ja	
NRW	B 1	Paderborn - Schlangen	8,8 km	18000	10%	1995	0,8 - 1,3 km	0%		8	3 planfrei	100	ja	
NRW	B 1	Horn - Schlangen	3,5 km	10600	14%	1999	1,2 - 2,3 km			2	keine	100	ja	
NRW	B 51	Dahlem - Blankenheim	6,5 km	11000	26%	1998	0,8 - 1,7 km			5	4 plangleich	100	ja	keine Kraftfahrstraße
NRW	B 51	Blankenheim - A1	5,5 km	15000	22%	1998	0,8 - 2,0 km			5	2 plangleich	100	ja	keine Kraftfahrstraße

Übersicht über die bekannten Strecken mit 2+1-Verkehrsführung, Teil 2

Stand der Informationen: Oktober 2002;
fehlende Informationen waren nicht recherchierbar

Bundesland	Straße	Umgebung	Streckenlänge	DTV	SV-Anteil	Zählung/ Prognosejahr	Abschnittslängen	Längsneigungen	Kurvigkeit	Abschnitte	Knotenpunkte	zul. Höchst- geschwindigkeit	Videonfahrt	Bemerkungen
NRW	B 51	AS Prüin - Prüin										100	nein	
NRW	B 54	Altenberge - Münster	8,7 km	26000	8%	1999	1,2 - 1,9 km		gering	5	keine	100/ 120	ja	Betongleitwand
NRW	B 54	Altenberge - Burgsteinfurt	16,2 km	24000	10%	1999	0,8 - 1,6 km		gering	10	3 planfrei	100	ja	
NRW	B 54	Burbach/Haiger - Siegerland	7,2	8200		1995	1,1 - 1,3 km			6	keine	100	ja	
NRW	B 67	Borken - Reken	11,7 km	8000	11%	1995	0,8 - 1,6 km	max 2%	gering	7	3 planfrei	100	ja	
NRW	B 266	Firmenich - Obergartzen	4 km	18000	12%	1998	0,6 - 1,5 km			5	3 plangleich	100	ja	2-streifig durch KP, keine Kraftfahrstraße
NRW	B 481	OU Creven	3,7 km	15000			0,5 - 1,0 km	gering	gering	4	2 plangleich	100	ja	keine Kraftfahrstraße
NRW	B 482	Dankersen - Wietersheim	4 km	11500	15%	1995	0,6 - 1,6 km	0%		3	1 planfrei	100	ja	keine Kraftfahrstraße
R-P	B 10	Hinterweidenthal - Rinnthal	11,0 km	14700	20%	1999	0,7 - 1,2 km	1% (max 3%)	bis 75 gon/km	9	6 plangleich	100	ja	keine Kraftfahrstraße
R-P	B 10	Albertsweiler - Landau	7,2 km				0,7 - 1,3 km			7	3 plangleich	70	ja	keine Kraftfahrstraße
R-P	B 41	Marlstein - Monzingen	5,7 km	14600	8%	1999	0,7 - 2,3 km	0,3% (max 4%)	bis 75 gon/km	5	1 plangleich	100	nein	
R-P	B 50	Büchenbeuren - Simmern	23,6 km	11000	13%	1999		2,5% (max 4%)	bis 75 gon/km	8	7 plangleich	100	nein	zweistreifige Abschnitte
R-P	B 51	Meckel - Bitburg	8,7 km	20000	19%	1999	0,3 - 0,9 km	3% (max 6,5%)	bis 75 gon/km	10	2 planfrei, 6 plangleich	100	ja	zweistreifige Abschnitte, keine Kraftfahrstraße
S-H	A 23	OU Itzehoe	ca. 6 km				ca. 2 - 4 km		gering	2	1 planfrei	100	ja	
SL	B 41	Ottweiler - St. Wendel	4,6 km	13000	5%	1995	0,8 - 1,1 km	1% (max 2%)	gering	3	planfrei	100	nein	

Übersicht über die bekannten Strecken mit 2+1-Verkehrsführung, Teil 3

Stand der Informationen: Oktober 2002;
fehlende Informationen waren nicht recherchierbar

Anhang 2.1: Übersicht über die Untersuchungsstrecken (Freie Strecke)

B 3 Ortsumfahrung Pattensen



Streckenmerkmale:

untersuchte Länge:

2730 m

Fahrstreifenbreite einstreifig:

3,50 m

Fahrstreifenbreite zweistreifig:

3,25 m (re.) / 3,75 m (li.)

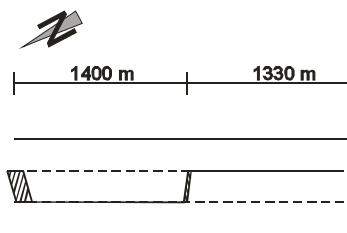
Sperrflächenlänge krit. Wechsel:

200 m

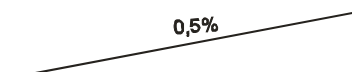
Sperrflächenlänge unkrit. Wechsel:

nicht vorhanden

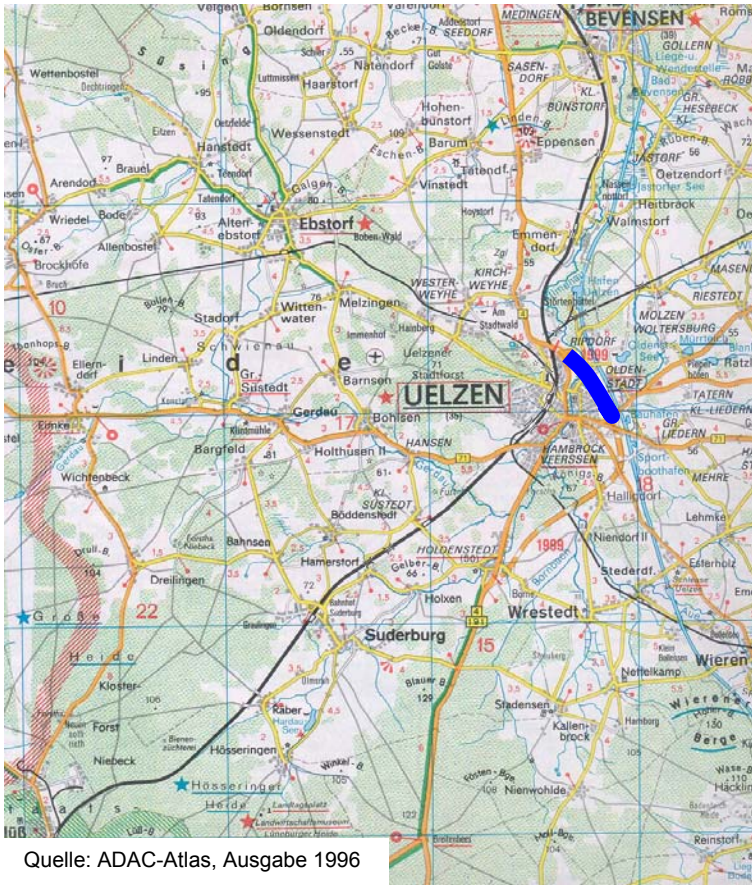
Markierungsplan mit Abschnittslängen:



Höhenplan (überhöhte Darstellung):



B 4 Ortsumfahrung Uelzen



Streckenmerkmale:

untersuchte Länge:

2000 m

Fahrstreifenbreite einstreifig:

3,75 m

Fahrstreifenbreite zweistreifig:

3, 50 m (re.) / 3,25 m (li.)

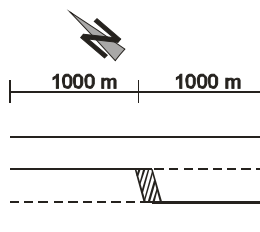
Sperrflächenlänge krit. Wechsel:

200 m

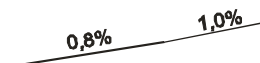
Sperrflächenlänge unkrit. Wechsel:

nicht vorhanden

Markierungsplan mit Abschnittslängen:



Höhenplan (überhöhte Darstellung):



B 7 Kaufungen - Helsa



Streckenmerkmale:

untersuchte Länge:

5000 m

Fahrstreifenbreite einstreifig:

3,75 m

Fahrstreifenbreite zweistreifig:

3, 50 m (re.) / 3,25 m (li.)

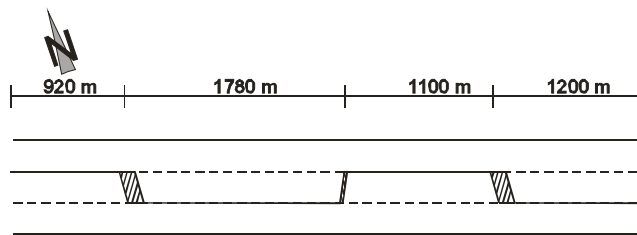
Sperrflächenlänge krit. Wechsel:

130 m / 180 m

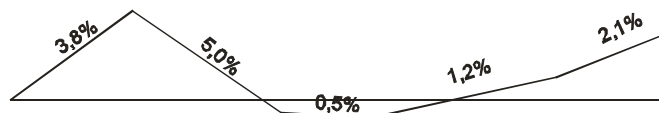
Sperrflächenlänge unkrit. Wechsel:

50 m

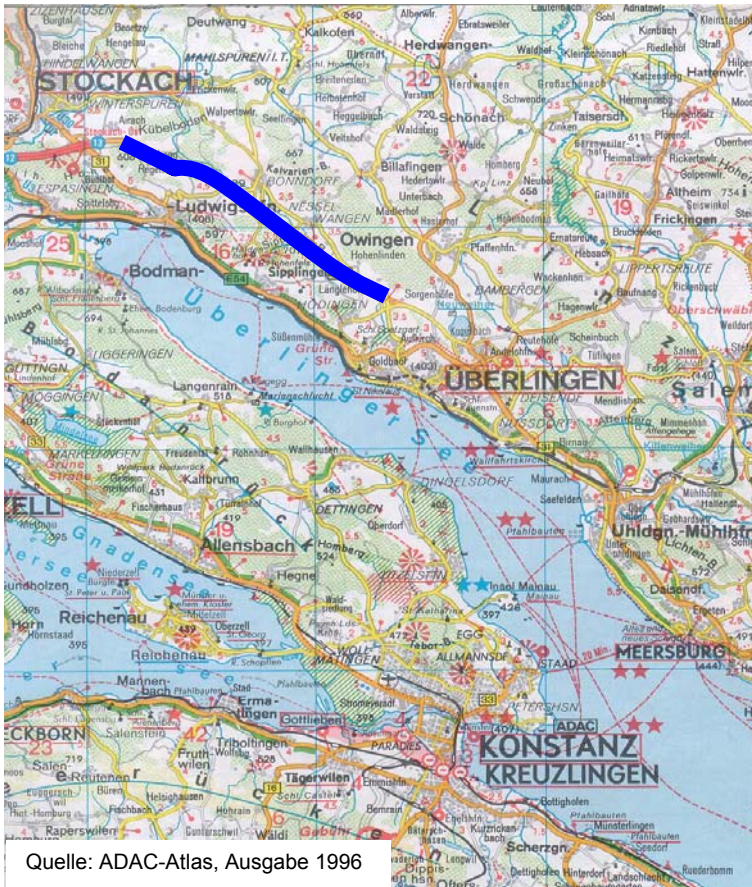
Markierungsplan mit Abschnittslängen:



Höhenplan (überhöhte Darstellung):



B 31n Stockach - Überlingen



Streckenmerkmale:

untersuchte Länge:

9940 m

Fahrstreifenbreite einstreifig:

3,75 m

Fahrstreifenbreite zweistreifig:

3, 50 m (re.) / 3,50 m (li.)

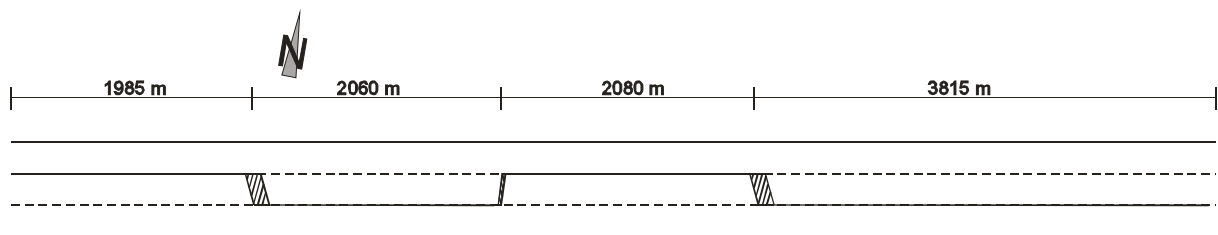
Sperrflächenlänge krit. Wechsel:

240 m

Sperrflächenlänge unkrit. Wechsel:

75 m

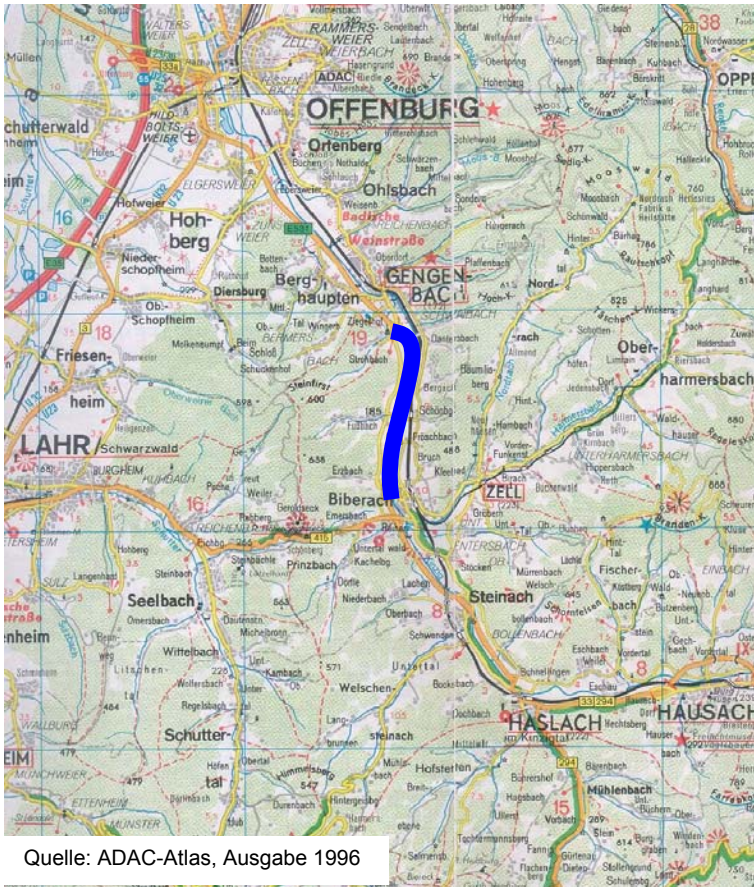
Markierungsplan mit Abschnittslängen:



Höhenplan (überhöhte Darstellung):



B 33 Gengenbach - Biberach



Streckenmerkmale:

untersuchte Länge:

5150 m

Fahrstreifenbreite einstreifig:

3,50 m

Fahrstreifenbreite zweistreifig:

3, 50 m (re.) / 3,50 m (li.)

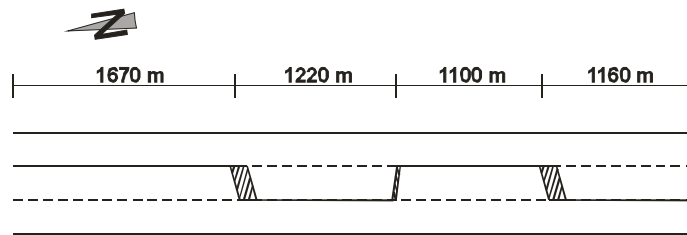
Sperrflächenlänge krit. Wechsel:

180 m

Sperrflächenlänge unkrit. Wechsel:

25 m

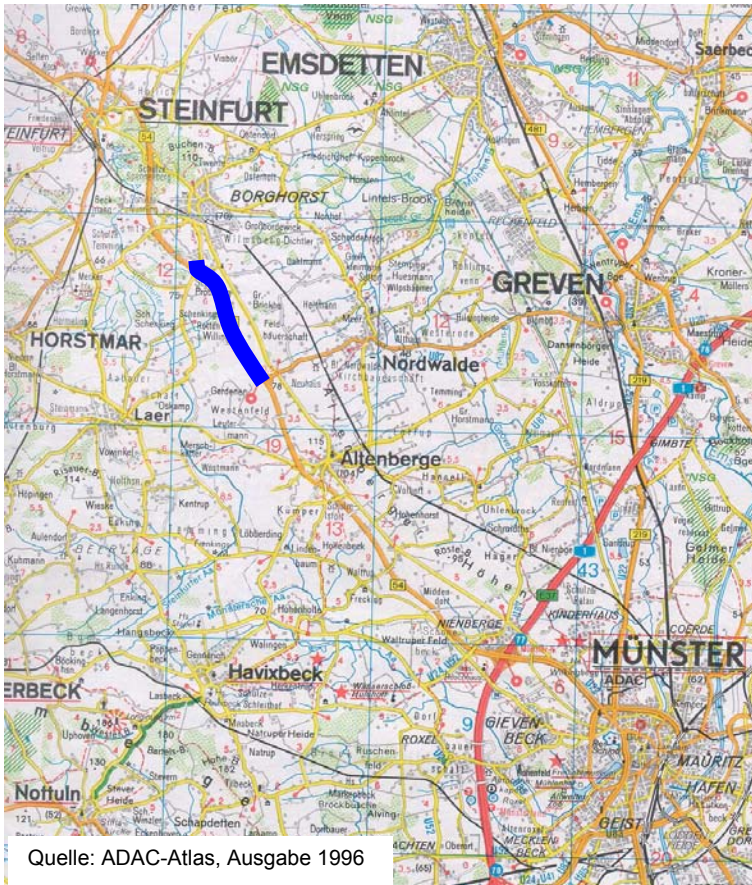
Markierungsplan mit Abschnittslängen:



Höhenplan (überhöhte Darstellung):



B 54 Steinfurt – Altenberge



Streckenmerkmale:

untersuchte Länge:

6100 m

Fahrstreifenbreite einstreifig:

3,75 m

Fahrstreifenbreite zweistreifig:

3, 50 m (re.) / 3,25 m (li.)

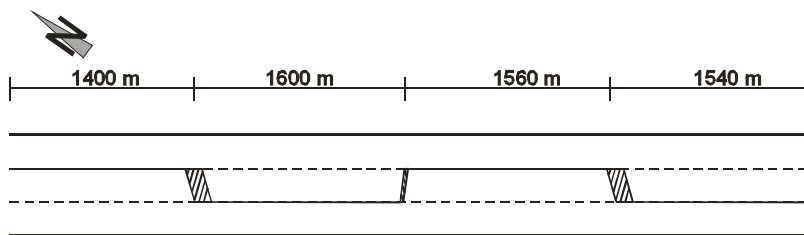
Sperrflächenlänge krit. Wechsel:

200 m

Sperrflächenlänge unkrit. Wechsel:

50 m

Markierungsplan mit Abschnittslängen:

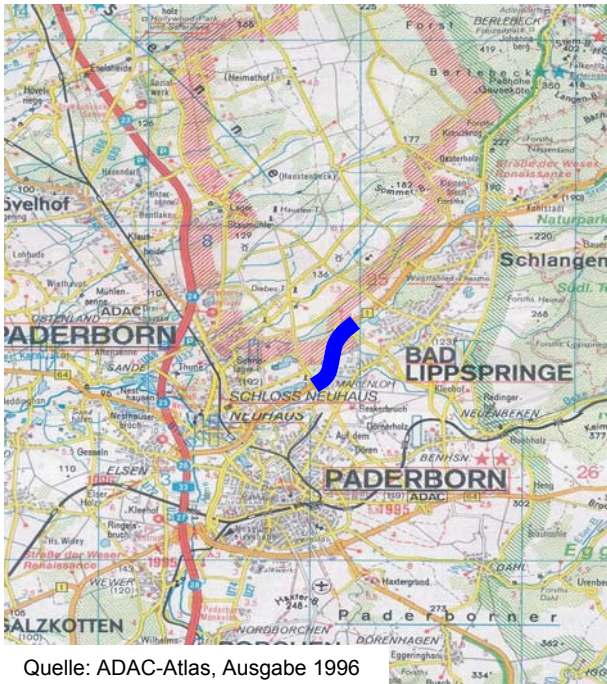


Höhenplan (überhöhte Darstellung):



Anhang 2.2: Übersicht über die Untersuchungsstrecken (Knotenpunkte)

B 1 Paderborn – Bad Lippspringe



Quelle: ADAC-Atlas, Ausgabe 1996

- Messaufbau nach Kapitel 12.2.2 (Abgrenzung des Interaktionsbereiches)

Streckenmerkmale:

untersuchte Länge:

1000 m

Fahrstreifenbreite einstreifig:

4,00 m

Fahrstreifenbreite zweistreifig:

3,50 m (re.) / 3,50 m (li.)

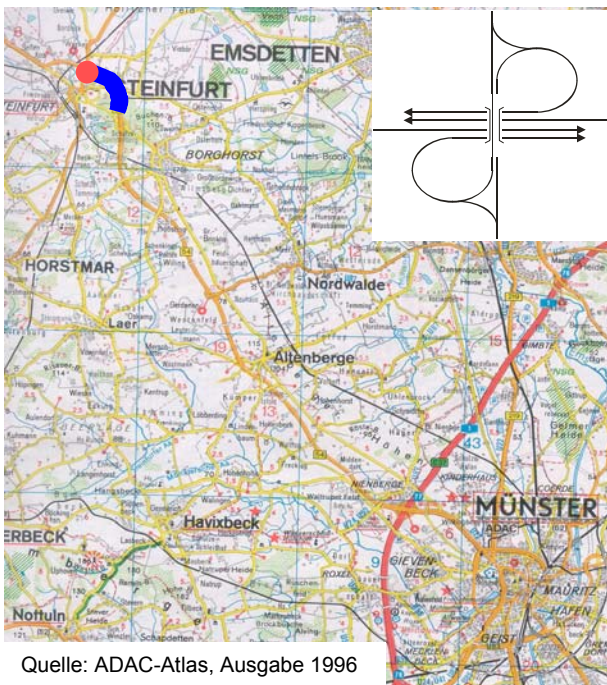
Sperrflächenlänge krit. Wechsel:

180 m

Sperrflächenlänge unkrit. Wechsel:

nicht vorhanden

B 54 Steinfurt – Borghorst



Quelle: ADAC-Atlas, Ausgabe 1996

- Messaufbau nach Kapitel 12.2.2 (Abgrenzung des Interaktionsbereiches)
- Messaufbau nach Kapitel 12.2.3 (Bestimmung lokaler Geschwindigkeiten in der Rampenfahrbahn ●)

Streckenmerkmale:

untersuchte Länge: 1200 m

Fahrstreifenbreite einstreifig:

3,75 m

Fahrstreifenbreite zweistreifig:

3,50 m (re.) / 3,25 m (li.)

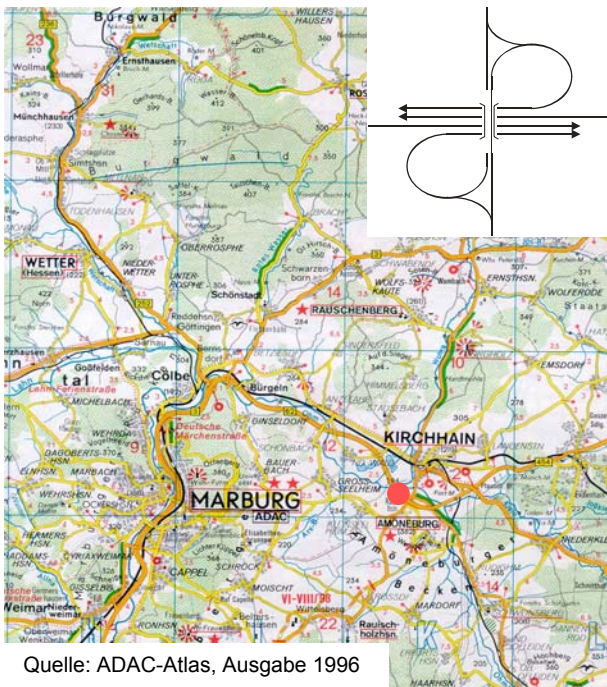
Sperrflächenlänge krit. Wechsel:

200 m

Sperrflächenlänge unkrit. Wechsel:

50 m

B 62 Kirchhain



Quelle: ADAC-Atlas, Ausgabe 1996

- Messaufbau nach Kapitel 12.2.3 (Bestimmung lokaler Geschwindigkeiten in der Rampenfahrbahn ●)

Streckenmerkmale:

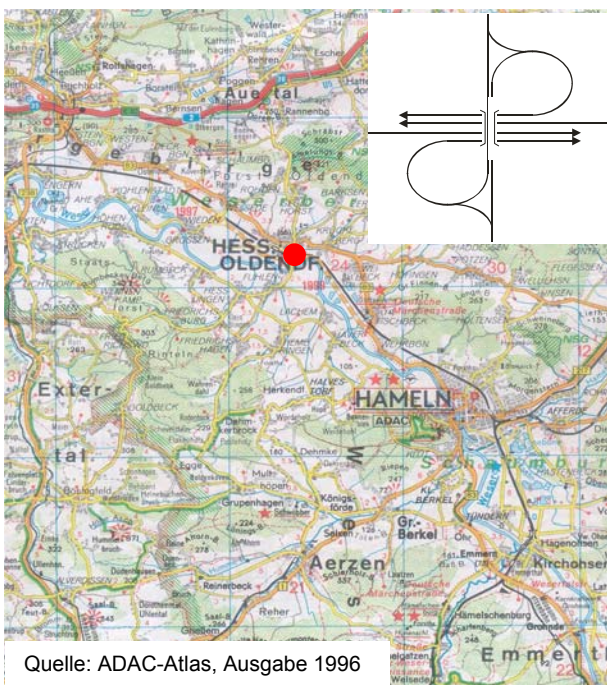
Fahrstreifenbreite einstreifig:

4,00m

Fahrstreifenbreite zweistreifig:

3, 75 m (re.) / 3,25 m (li.)

B 83 Hessisch Oldendorf



Quelle: ADAC-Atlas, Ausgabe 1996

- Messaufbau nach Kapitel 12.2.3 (Bestimmung lokaler Geschwindigkeiten in der Rampenfahrbahn ●)

Streckenmerkmale:

Fahrstreifenbreite einstreifig:

3,75 m

Fahrstreifenbreite zweistreifig:

3, 50 m (re.) / 3,25 m (li.)

Anhang 3: Geschwindigkeitsprofile der Fahrzeug-Nachfahrten

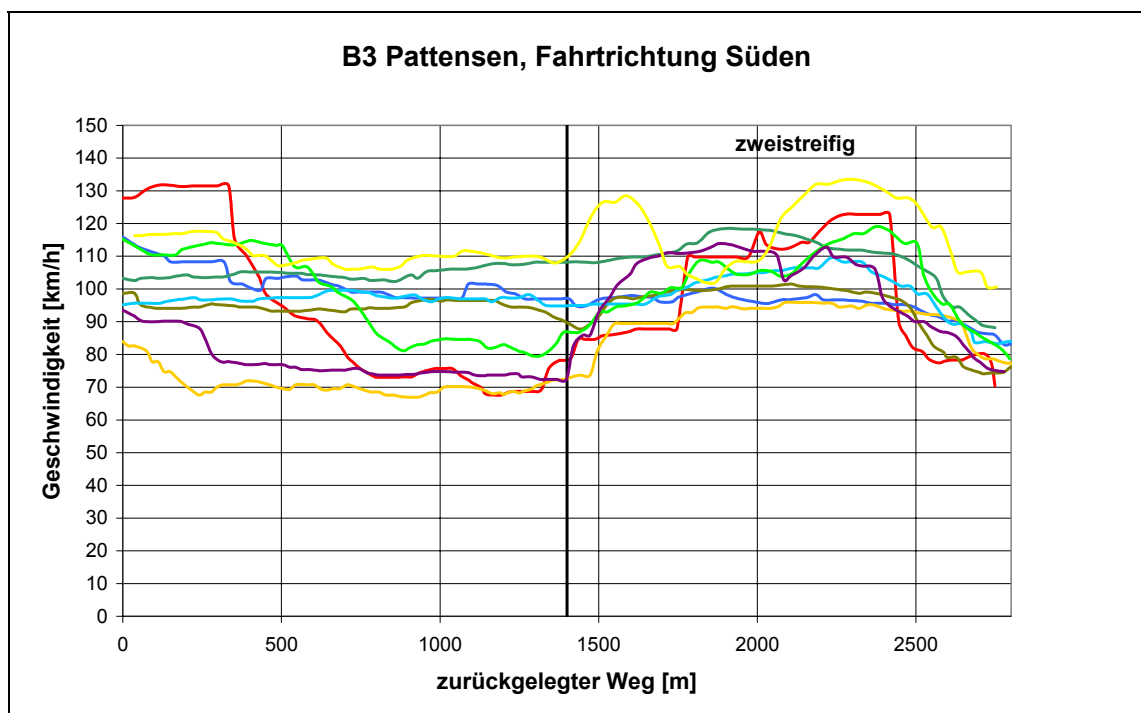
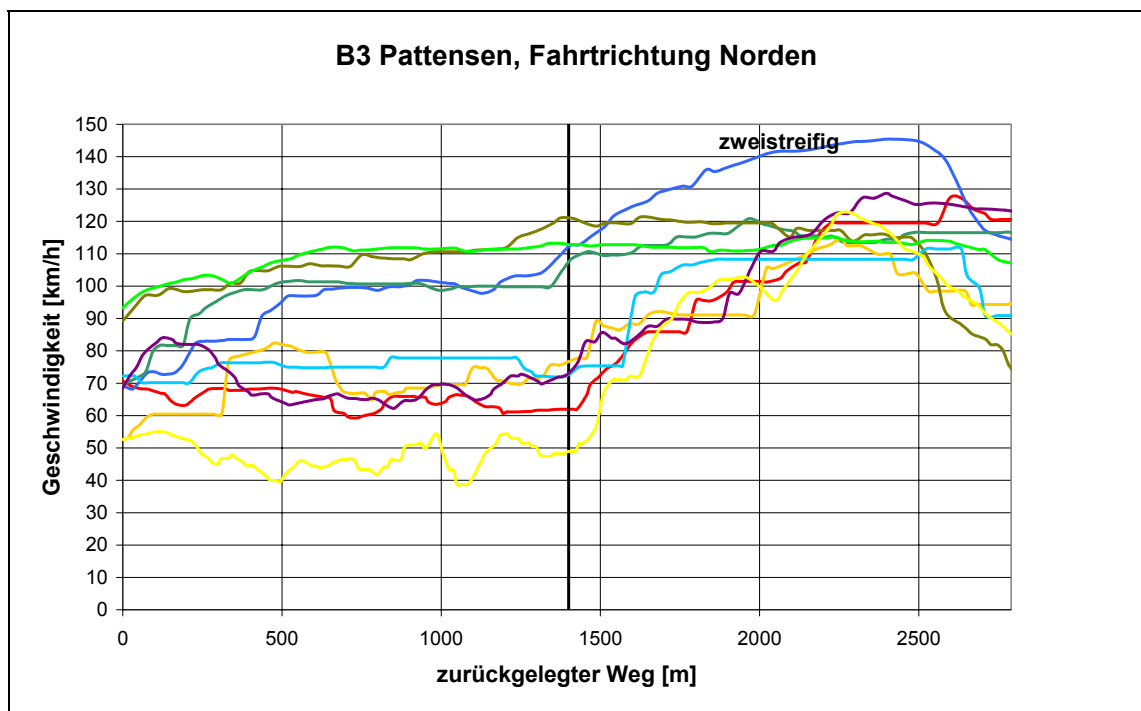


Bild A: Geschwindigkeitsprofile für die B 3 Pattensen (beide Fahrtrichtungen)

Die B 3 bei Pattensen weist gegenüber den anderen Untersuchungsstrecken eine Besonderheit auf: Sie beginnt in beiden Fahrtrichtungen jeweils mit einem einstreifigen Abschnitt.

Während in diesen das Geschwindigkeitsniveau im Vergleich zu den ersten einstreifigen Abschnitten der übrigen Strecken niedriger ist, steigt es im folgenden zweistreifigen Abschnitt deutlicher an als bei den anderen Strecken.

Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass ein zunächst einstreifiger Abschnitt in der 2+1-Strecke die Verkehrsteilnehmer „aggressiver“ fahren lässt. Höhere Wunschgeschwindigkeiten in der 2+1-Strecke gegenüber der Vorlaufstrecke können dabei nicht realisiert werden. Dadurch geraten die Verkehrsteilnehmer möglicherweise unter „Zeitdruck“, der dann im zweistreifigen Abschnitt durch schnelleres Fahren abgebaut wird. Verstärkt wird dieser Effekt insbesondere in Fahrtrichtung Norden noch dadurch, dass vor Beginn der Untersuchungsstrecke ca. 5 km lang Überholverbot und Tempo „70“ herrscht. Resultat ist ein deutlich höheres Geschwindigkeitsniveau in den zweistreifigen Abschnitten gegenüber den einstreifigen (Bild A oben).

Auf der B 3 ist genauso wie auf der B 4 (Bild B) landwirtschaftlicher Verkehr zugelassen. Ein Auf-
laufen des „verfolgten“ Fahrzeugs auf ein langsames Fahrzeug wird in den einstreifigen Abschnitten durch ein deutlich Absinken der gefahrenen Geschwindigkeit erkennbar.

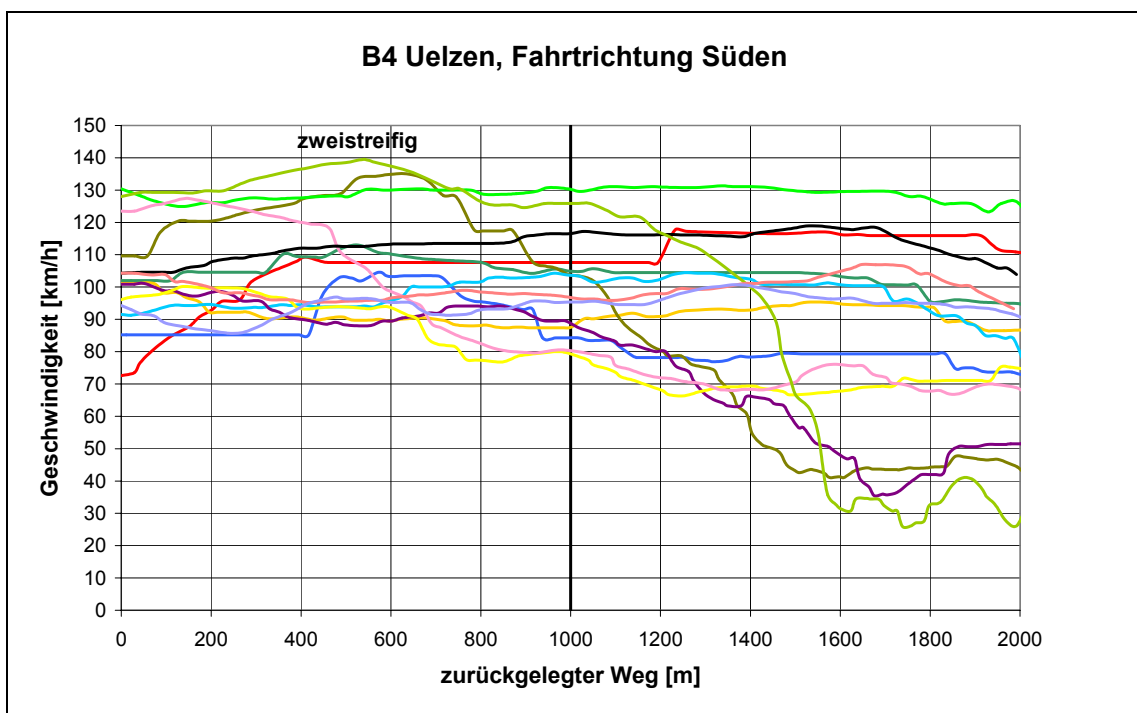
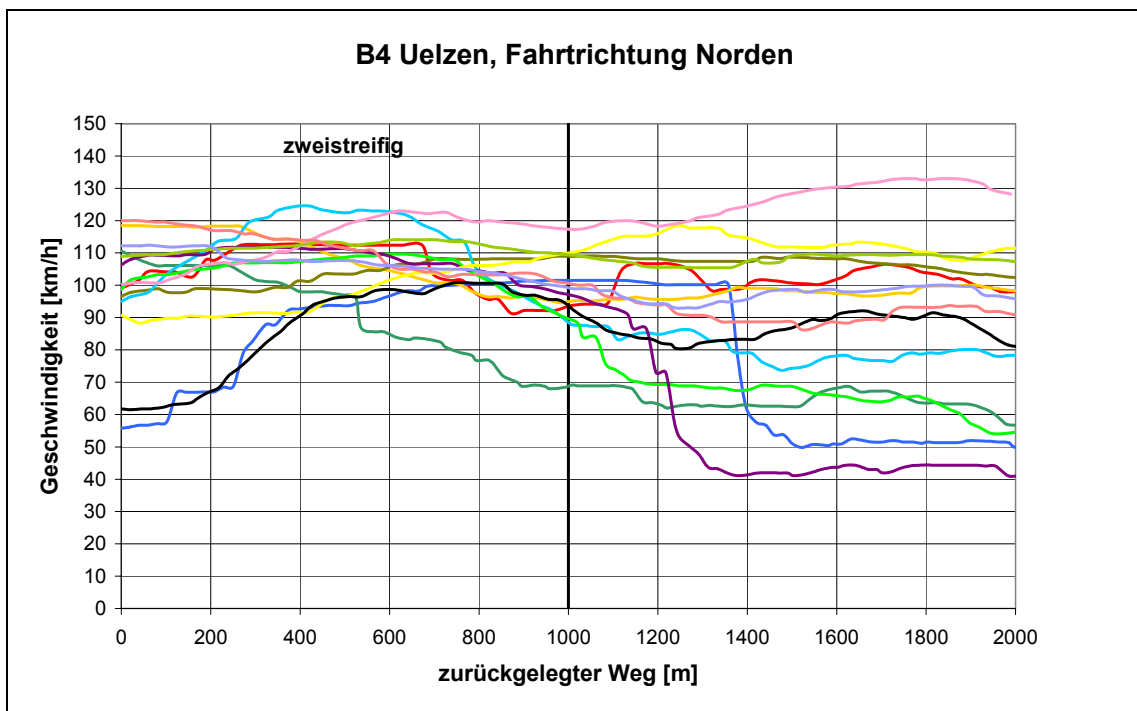


Bild B: Geschwindigkeitsprofile für die B 4 Uelzen (beide Fahrtrichtungen)

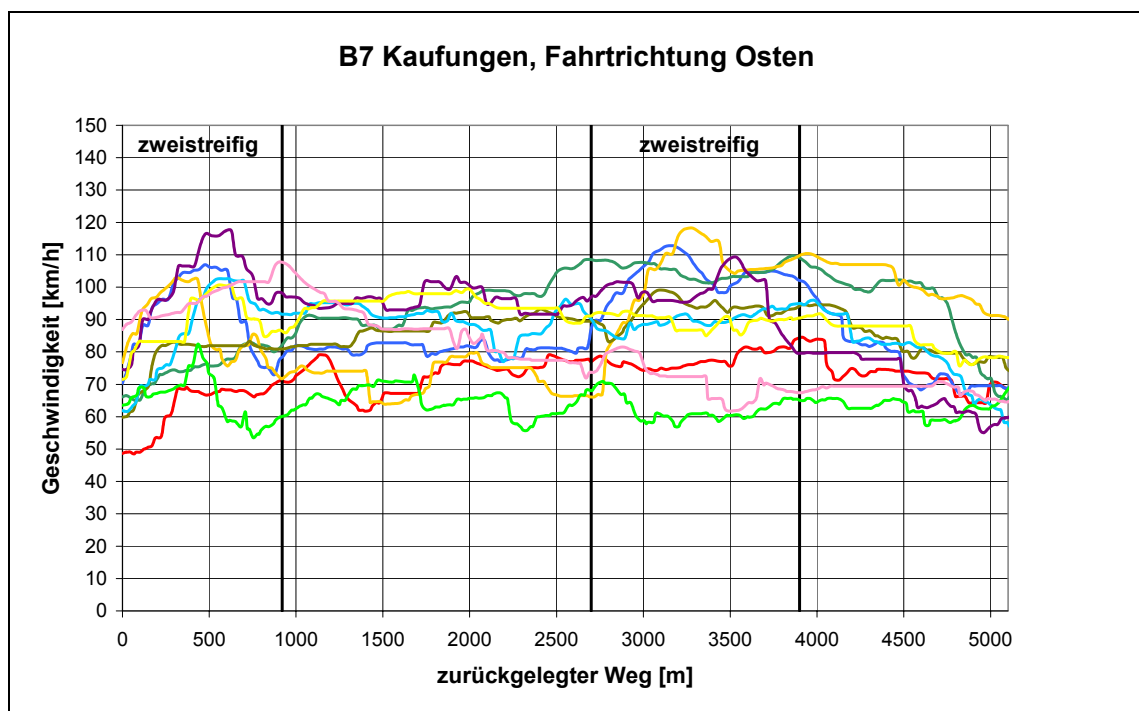
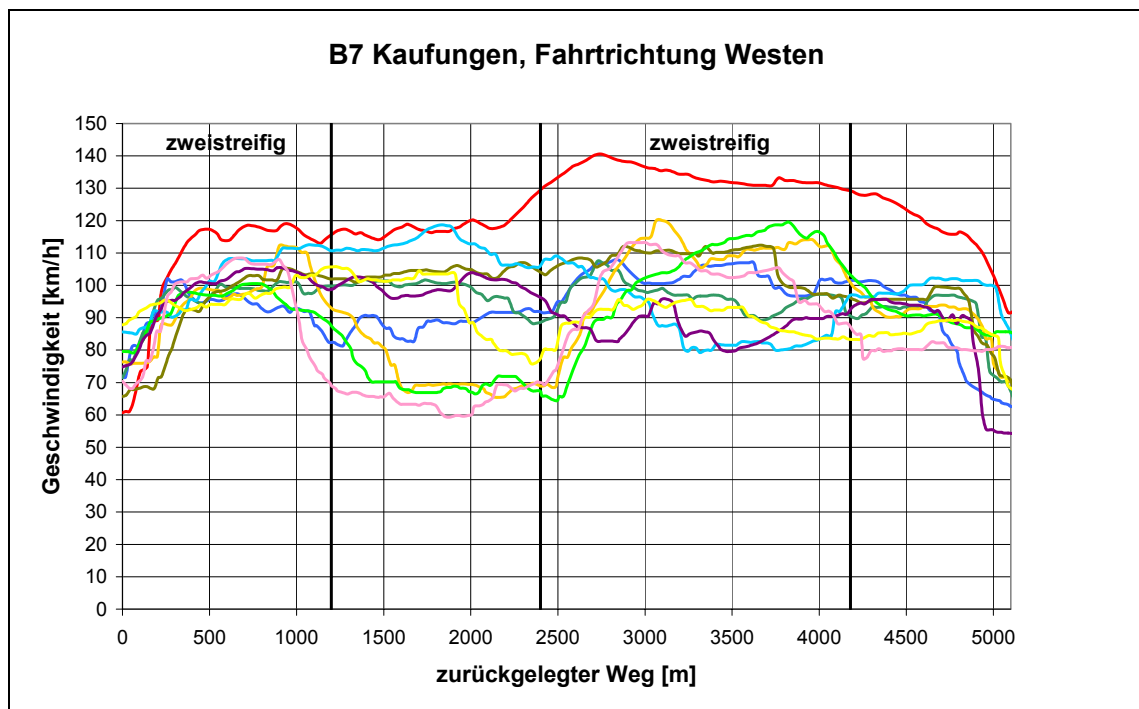


Bild C: Geschwindigkeitsprofile für die B 7 Kaufungen (beide Fahrtrichtungen)

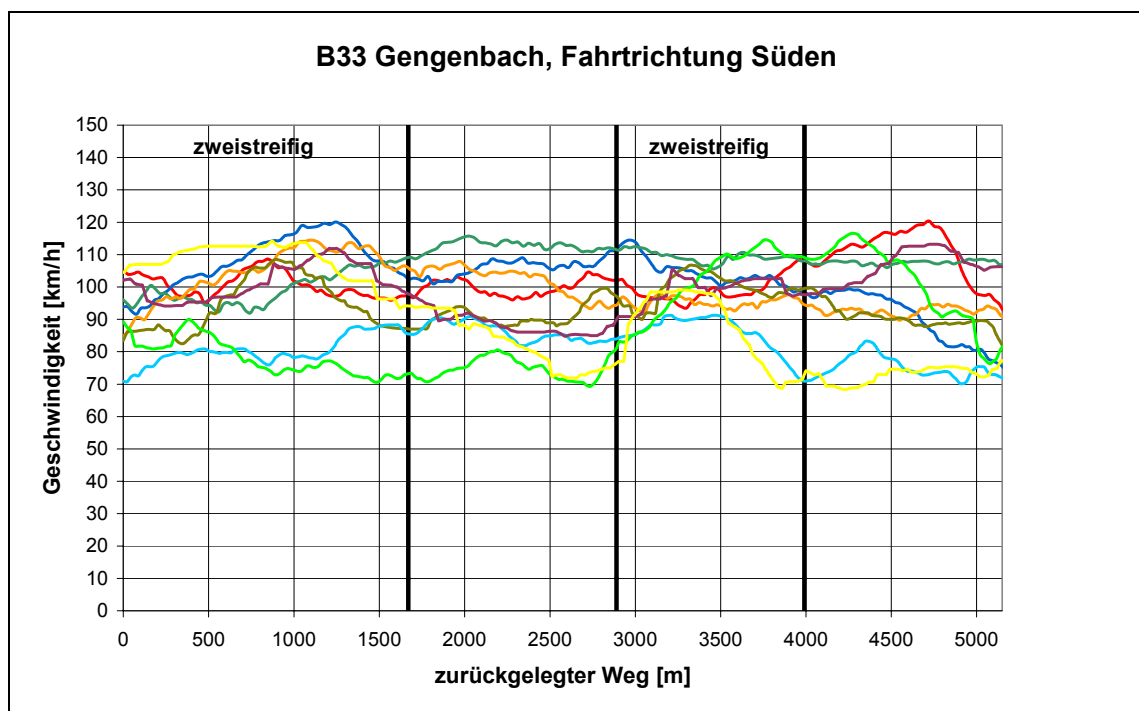
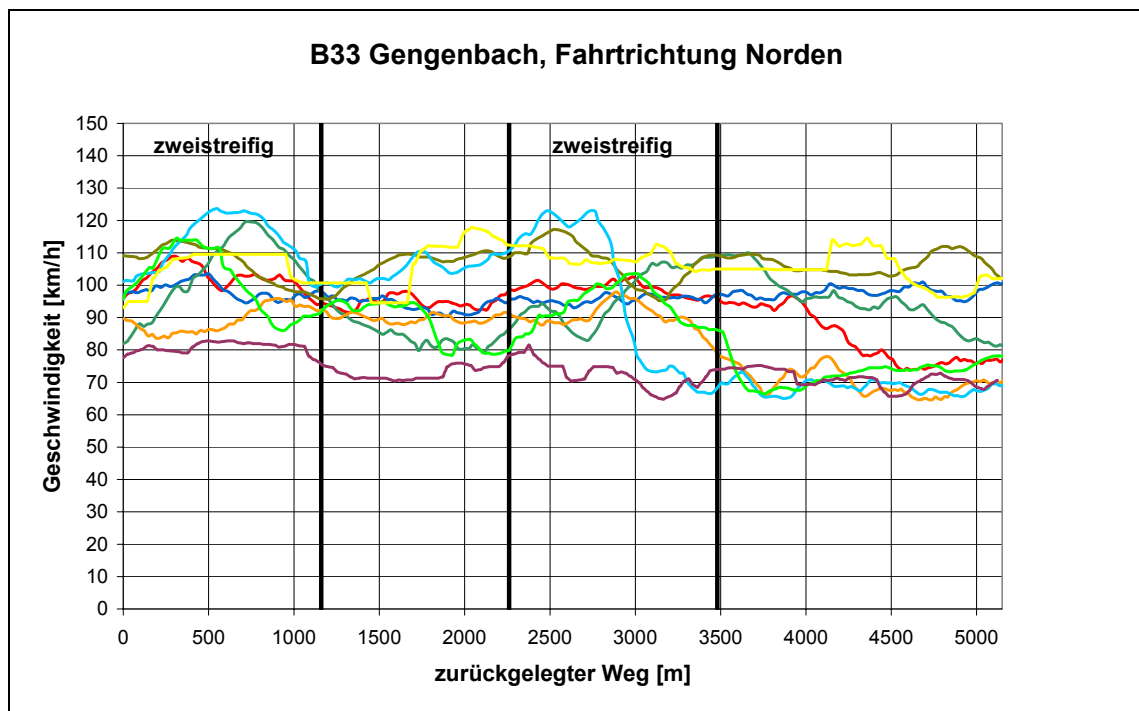


Bild D: Geschwindigkeitsprofile für die B 33 Gengenbach (beide Fahrtrichtungen)

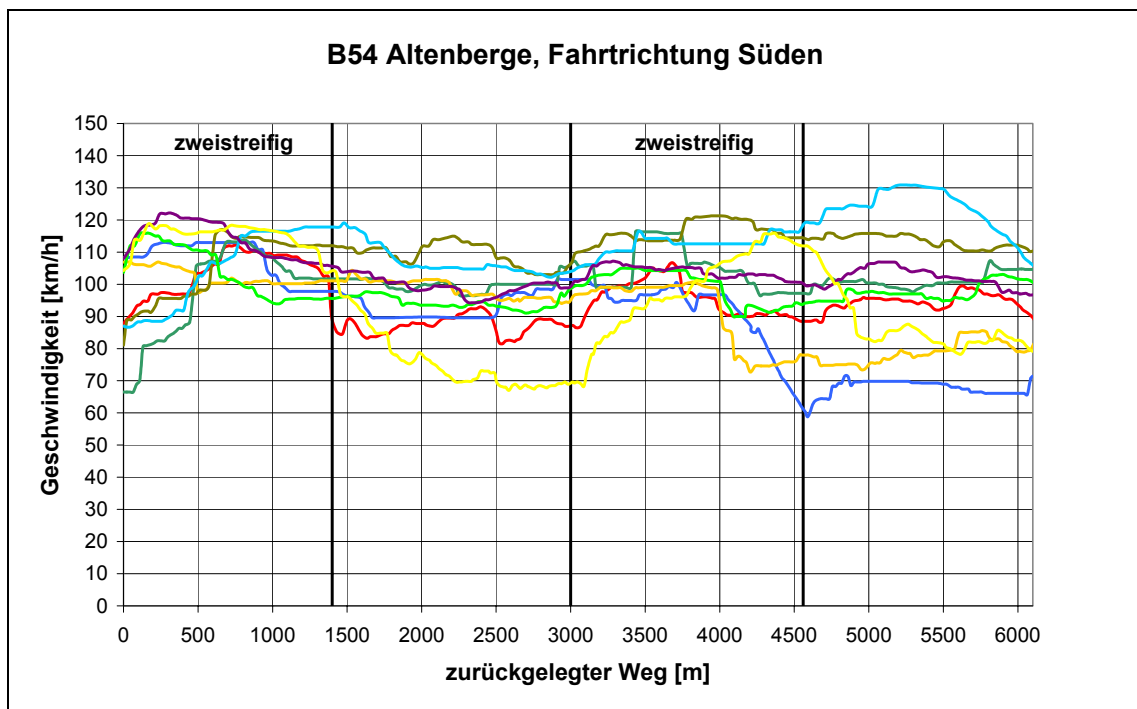
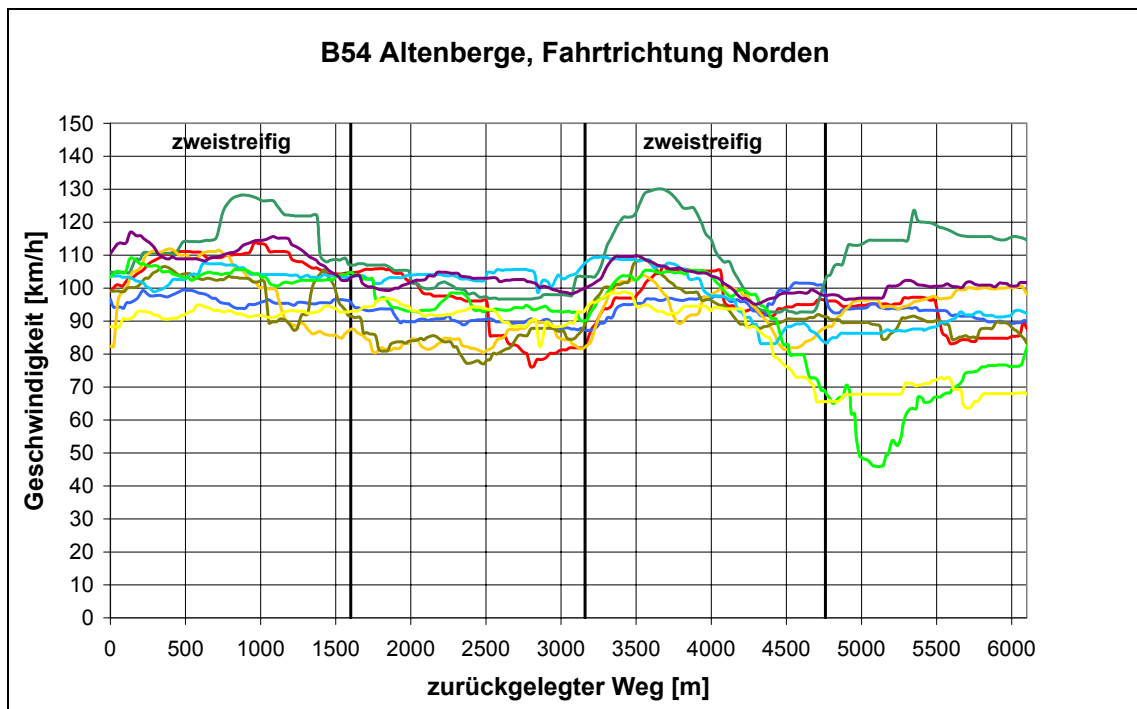


Bild E: Geschwindigkeitsprofile für die B 54 Altenberge (beide Fahrtrichtungen)

Anhang 4: Einfluss der Abschnittslänge auf die erreichbaren Reisegeschwindigkeiten

In Kapitel 7.4.1 wird dargestellt, welchen Einfluss die Abschnittslängen auf die erreichbaren Pkw-Reisegeschwindigkeiten in den einstreifigen und zweistreifigen Abschnitten haben. In den dabei zugrunde gelegten Untersuchungen wurden dazu systemisch die Parameter Verkehrsstärke, SV-Anteil sowie Längsneigung und Abschnittslängen variiert und die Ergebnisse miteinander verglichen. Um letztlich den Einfluss der Abschnittslängen zu quantifizieren, wurden dabei alle übrigen Parameter konstant gelassen. Folgende Beispiele soll diese Vorgehensweise erläutern:

Für eine konstante Verkehrsstärke von $q = 650 \text{ Fz}/(\text{h} \cdot \text{Richtung})$ und einen konstanten SV-Anteil von 10% wurden im Beispiel 1 über alle definierten Steigungsklassen (vgl. Tabelle 9-1) die mittleren erreichbaren Reisegeschwindigkeiten der Pkw für unterschiedlich lange zweistreifige Abschnitte simuliert und dann jeweils einer Strecke mit 1200 m Länge gegenübergestellt.

q= 650		Steigungsklasse				
Abschnittslänge	SV-Anteil	1	2	3	4	5
[m]	[%]	erreichbare Reisegeschwindigkeiten (Simulation)				
1000	10	99,72	98,65	97,05	94,19	90
1200	10	100,94	99,6	98,23	95,25	91,3
1400	10	101,91	100,5	99,05	96,51	92,25
1600	10	102,69	101,18	99,97	97,16	93,39
1800	10	103,53	101,99	100,73	98,22	94,12
2000	10	103,88	102,42	101,15	98,73	94,52
		Steigungsklasse				
Abschnittslänge	SV-Anteil	1	2	3	4	5
[m]	[%]	Differenz zu einer Abschnittslänge von 1200 m				
1000	10	-1,22	-0,95	-1,18	-1,06	-1,3
1200	10	0	0	0	0	0
1400	10	0,97	0,9	0,82	1,26	0,95
1600	10	1,75	1,58	1,74	1,91	2,09
1800	10	2,59	2,39	2,5	2,97	2,82
2000	10	2,94	2,82	2,92	3,48	3,22
						Mittelwert
						-1,142
						0
						0,98
						1,814
						2,654
						3,076

Tabelle A: Ermittlung der Geschwindigkeitsdifferenz infolge unterschiedlicher Abschnittslängen (Beispiel 1)

In Tabelle A ist zu erkennen, dass diese Differenzen nur sehr gering um den berechneten Mittelwert für die jeweilige Abschnittslänge (zeilenweise Betrachtung) streuen; die Standardabweichung σ beträgt maximal 0,27 km/h. In weiteren Schritten ist dann entweder die Verkehrsstärke bzw. der SV-Anteil zu variieren. Das folgende zweite Beispiel geht dabei von einer Verkehrsstärke von $q = 800 \text{ Fz}/(\text{h} \cdot \text{Richtung})$ und einem konstanten SV-Anteil von 20% aus:

q= 800		Steigungsklasse				
Abschnittslänge	SV-Anteil	1	2	3	4	5
[m]	[%]	erreichbare Reisegeschwindigkeiten (Simulation)				
1000	20	98,17	96,65	95,27	92,18	87,13
1200	20	99,34	97,85	96,5	93,22	88,65
1400	20	100,55	98,92	97,96	94,46	89,85
1600	20	101,62	99,95	99,27	95,73	91,24
1800	20	102,46	101,03	100,21	97,07	92,17
2000	20	103,3	101,7	101,32	97,59	92,76
		Steigungsklasse				
Abschnittslänge	SV-Anteil	1	2	3	4	5
[m]	[%]	Differenz zu einer Abschnittslänge von 1200 m				
1000	20	-1,17	-1,2	-1,23	-1,04	-1,52
1200	20	0	0	0	0	0
1400	20	1,21	1,07	1,46	1,24	1,2
1600	20	2,28	2,1	2,77	2,51	2,59
1800	20	3,12	3,18	3,71	3,85	3,52
2000	20	3,96	3,85	4,82	4,37	4,11
						Mittelwert
						-1,232
						0
						1,236
						2,45
						3,476
						4,222

Tabelle B: Ermittlung der Geschwindigkeitsdifferenz infolge unterschiedlicher Abschnittslängen (Beispiel 2)

Auch hier streuen die ermittelten Differenzen nur gering um den berechneten Mittelwert; die Standardabweichung σ beträgt maximal 0,38 km/h.

Im zweiten Beispiel (also bei einer Erhöhung der Verkehrsstärke und des SV-Anteils im Vergleich zu Beispiel 1 - Tabelle A) sind zwar die Mittelwerte der Geschwindigkeitsdifferenzen größer geworden. In der Varianzanalyse, die mit Hilfe der Analysesoftware SPSS (Version 11.5) durchgeführt wurde, wurde jedoch nachgewiesen, dass unter Berücksichtigung von Verkehrsstärke und SV-Anteil als Kovariate ein signifikanter Einfluss der Abschnittslänge unabhängig von anderen Größen besteht. Der dabei ermittelte Faktoreffekt wurde dabei wie folgt angegeben.

Abschnittslänge	Faktoreffekt (bezogen auf eine Abschnittslänge von 1200 m)
1000 m	-1,0448
1200 m	0
1400 m	1,0208
1600 m	1,968
1800 m	2,834
2000 m	3,4836

Tabelle C: Ausprägung der Faktoreffekte aus der Varianzanalyse infolge unterschiedlich langer, zweistreifiger Abschnittslängen

Zur Beschreibung der mit Hilfe von SPSS ermittelten Werte wurde eine Kurvenanpassung durchgeführt, bei der neben einem linearen Ansatz ($y = -d + c \cdot x$) auch ein logarithmischer Ansatz ($y = -d + c \cdot \ln(x)$) getestet wurde (siehe Bild F). Das Ergebnis der Berechnungen in Tabelle D ergab, dass der logarithmische Ansatz „besser“ in der Lage war, die mit SPSS ermittelten Faktoreffekte zu beschreiben.

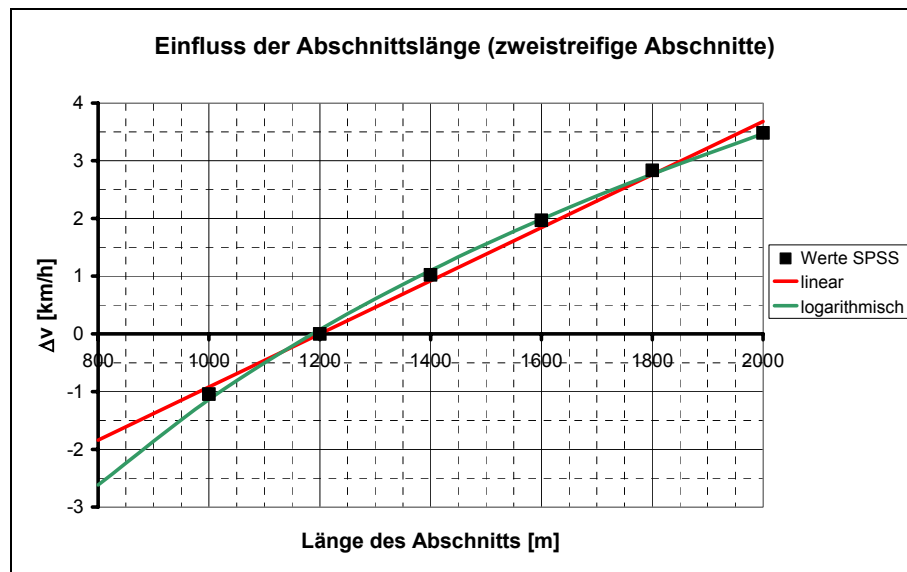


Bild F: Kurvenpassung am Beispiel des Einflusses der zweistreifigen Abschnittslänge auf die Reisegeschwindigkeiten

Abschnittslängen	Werte SPSS	Regression		linear		logarithmisch	
		linear	logarithmisch	y-ŷ	(y-ŷ) ²	y-ŷ	(y-ŷ) ²
1000	-1,0448	-0,92	-1,14	0,13	0,02	0,09	0,01
1200	0	0,00	0,07	0,00	0,00	0,07	0,01
1400	1,0208	0,92	1,10	0,10	0,01	0,08	0,01
1600	1,968	1,84	1,99	0,13	0,02	0,02	0,00
1800	2,834	2,75	2,77	0,08	0,01	0,07	0,00
2000	3,4836	3,67	3,47	0,19	0,03	0,01	0,00
				0,086	0,025	Summe der kleinsten Fehlerquadrate	
				0,131	0,071	berechneter Standardschätzfehler	

Parameter		
0,00	6,64	c
5,50	47,03	d

Tabelle D: Regressionsrechnung zur Beschreibung des Einflusses der zweistreifigen Abschnittslänge auf die Reisegeschwindigkeiten

Die Bestimmung der Parameter c und d erfolgte mit Hilfe der Solver-Funktion von Excel zum Lösen von Gleichungssystemen. Dabei wurden iterativ die Summen der kleinsten Fehlerquadrate minimiert. Die Auswahl für eine der beiden Funktionsgleichungen erfolgt über den kleineren Standardschätzfehler. Dieser berechnet sich dabei wie folgt:

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-k} \times \sum (y - \hat{y})^2}$$

mit:

- s: Standardschätzfehler
- y: empirischer Wert (hier: SPSS-Wert)
- ŷ: berechneter Wert
- n: Stichprobenumfang
- k: Anzahl der Freiheitsgrade (Parameter) der linearen bzw. nicht-linearen Funktion

Bei der Umwandlung der Geschwindigkeitsdifferenzen in Korrekturfaktoren (einzig zum Zweck des Ablesekomforts im q-v-Diagramm) kommt das in Bild 9-2 skizzierte Verfahren zur Anwendung. Folgende Berechnungen wurden dabei angestellt. Zunächst wurden die erreichbaren Pkw-Reisegeschwindigkeiten entsprechend der Parameter der q-v-Modelle (Tabelle 8-1) für alle SV-

Anteile in allen Steigungsklassen für vorgegebene Verkehrsstärken ausgerechnet. In der folgenden Tabelle sind aus Gründen der Übersichtlichkeit nur die SV-Anteile 0% und 10% sowie ausgewählte Verkehrsstärken angegeben. Anzumerken ist, dass die im Tabelle E berechneten Werte für eine Bezugsabschnittslänge von 1200 m gültig sind.

	Steigungsklasse	SV 0%					SV 10%				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
Abschnittslänge 1200 m	c	104,33	103,84	97,24	88,14	81,93	105,31	104,25	97,62	89,24	82,49
	d	-0,451	-0,490	-0,508	-0,463	-0,447	-0,841	-0,915	-0,985	-1,106	-1,054
	q [Fz/h]										
	150	103,68	103,12	96,45	87,35	81,11	104,10	102,91	96,09	87,34	80,52
	400	102,57	101,91	95,11	85,99	79,69	102,01	100,61	93,41	83,97	77,01
	600	101,67	100,92	94,00	84,87	78,52	100,28	98,68	91,14	81,05	73,93
	800	100,75	99,91	92,87	83,72	77,31	98,47	96,68	88,75	77,88	70,53
	1000	99,81	98,88	91,70	82,53	76,05	96,60	94,57	86,20	74,37	66,67
	1200	98,85	97,82	90,51	81,31	74,76	94,64	92,36	83,47	70,39	62,12
	1400	97,88	96,74	89,28	80,04	73,41	92,59	90,02	80,50	65,66	
	1450	97,63	96,47	88,97	79,72	73,06	92,06	89,41	79,71		

Tabelle E: Berechnung der Funktionswerte im makroskopischen Modell der q-v-Beziehungen für zweistreifige Abschnitte

Anschließend wurden entsprechend den Differenzen in den erreichbaren Reisegeschwindigkeiten aufgrund der Abschnittslängen die Werte für v nach Bild F korrigiert. In Tabelle F sind in vier Beispielen für zwei unterschiedliche Abschnittslängen (weiterhin abhängig vom SV-Anteil sowie der ausgewählten Steigungsklassen 1 und 3 (SK)) in der jeweils ersten Spalte (vSK1 bzw. vSK3) die korrigierten Geschwindigkeitswerte angegeben.

q [Fz/h]	800 m Abschnittslänge				800 m Abschnittslänge				2000 m Abschnittslänge				2000 m Abschnittslänge			
	SV 10%				SV 10%				SV 10%				SV 0%			
	v SK 1	k SK 1	q*	f1	v SK 3	k SK 3	q*	f1	v SK 3	k SK 3	q*	f1	v SK 3	k SK 3	q*	f1
150	101,48	1,48	154	1,025	93,47	1,60	154	1,028	99,55	1,51	145	0,966	99,92	1,50	145	0,966
400	99,39	4,02	410	1,025	90,79	4,41	411	1,028	96,88	4,13	386	0,966	98,57	4,06	386	0,966
600	97,66	6,14	615	1,025	88,52	6,78	616	1,027	94,61	6,34	580	0,966	97,47	6,16	579	0,966
800	95,86	8,35	820	1,025	86,13	9,29	822	1,027	92,22	8,68	773	0,966	96,34	8,30	773	0,966
1000	93,98	10,64	1025	1,025	83,58	11,96	1027	1,027	89,67	11,15	966	0,966	95,17	10,51	966	0,966
1200	92,02	13,04	1230	1,025	80,85	14,84	1232	1,027	86,94	13,80	1160	0,967	93,98	12,77	1159	0,966
1400	89,97	15,56	1435	1,025	77,88	17,98	1437	1,026	83,97	16,67	1354	0,967	92,75	15,09	1352	0,966
1450	89,44	16,21	1486	1,025	77,09	18,81	1488	1,026	83,18	17,43	1403	0,967	92,43	15,69	1400	0,966
1550	88,36	17,54	1588	1,025	75,46	20,54	1590	1,026	81,55	19,01	1500	0,968	91,80	16,88	1497	0,966

Tabelle F: beispielhafte Berechnung der Korrekturfaktoren für zweistreifige Abschnitte

In der jeweils zweiten Spalte der Tabelle F erfolgt die Berechnung der Verkehrsdichte k aus der gegebenen Verkehrsstärke q sowie der korrigierten Reisegeschwindigkeit (vSK1 bzw. vSK3). In der dritten Spalte wird dann das q* aus der Verkehrsdichte k und der zugehörigen Funktionsgleichung für zweistreifige Abschnitte (Formel 8-12) mit den Parametern c und d errechnet. Der Faktor f1 bestimmt sich schließlich aus dem Verhältnis von q* zu q. Es ist zu erkennen, dass dieser Faktor für eine bestimmte Abschnittslänge nahezu unabhängig von Steigungsklasse, SV-Anteil oder Verkehrsstärke ist.

Anmerkung: Die Bestimmung des Einflüsse für einstreifige Abschnitte, für die Anzahl der Abschnitte bzw. infolge einer Einfahrt erfolgte auf ähnliche Weise.

Anhang 5: Berechnungsbeispiel für einen Streckenzug mit dem Straßentyp RQ 15,5

Für eine 6,2 km lange Ortsumgehung mit 2+1-Verkehrsführung zwischen den Orten A und C, die aufgrund der Verkehrsfunktion im Netz in die Kategorie A I [RAS-N 1988] eingestuft ist, wird eine Reisegeschwindigkeit $v_B = 90$ km/h (Bemessungsgeschwindigkeit) angestrebt. In der Nähe des Ortes B befindet sich eine Anschlussstelle, die im unkritischen Wechselbereich als planfreier Knotenpunkt mit Fahrstreifenaddition ausgebildet wird. Die Einfahrrampe wird dabei indirekt geführt.

Die nach [RAS-L 1995] festgelegte Linienführung führt zu den in Bild G angegebenen streckenbezogenen Einflussgrößen. Im Lageplan sind dabei die Anzahl der Fahrstreifen für die Fahrtrichtung von A nach B dargestellt. Die Bemessungsverkehrsstärke q_B im Punkt A wird mit 750 Kfz/(h*Richtung) prognostiziert, bei einem Schwerverkehrsanteil b_{SV} von 15%. Im Punkt B verlassen 150 Fz/h die Ortsumgehung, 250 Fz/h fahren ein, der SV-Anteil ändert sich nicht. Dies bedeutet, dass 600 Kfz/(h*Richtung) am Punkt B auf der Ortsumgehung verbleiben und 850 Kfz/(h*Richtung) die Strecke zwischen den Punkten B und C befahren.

Die angestrebte Qualität des Verkehrsablaufs sei mit Stufe „C“ vorgegeben.

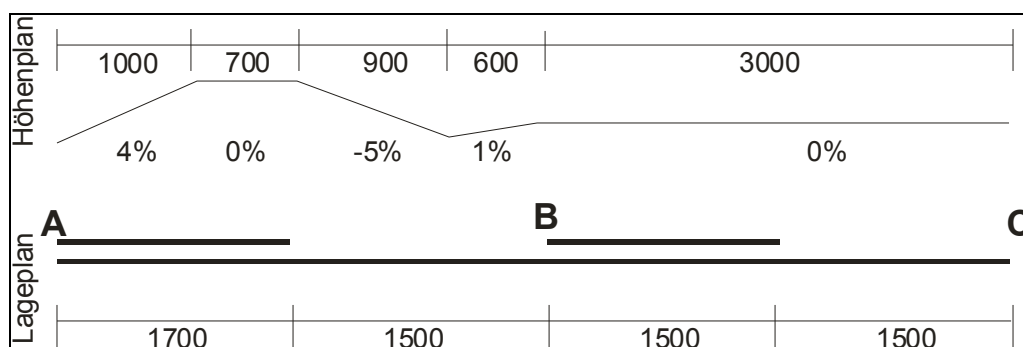


Bild G: Streckenbezogene Einflussgrößen für das Berechnungsbeispiel

Der Landstraßenabschnitt ist zunächst nach der Anzahl der vorhandenen Fahrstreifen in 4 Teilabschnitte zu unterteilen; anschließend sind aufgrund der Längsneignungsverhältnisse die in Fahrtrichtung ersten beiden Abschnitte nochmals zu unterteilen, so dass insgesamt 6 Teilabschnitte zu betrachten sind.

Die Sperrflächen in den Wecheln zwischen den Abschnitten sind bereits im Lageplan vereinfachend den einstreifigen Abschnitten zugeordnet.

Das im Folgenden dargestellte Lösungsschema gilt nur für die Fahrtrichtung von A nach C. Für die Gegenrichtung ist eine entsprechende Berechnung durchzuführen. Dabei ist die alternierende Anordnung der einstreifigen und zweistreifigen Abschnitte zu beachten.

Prinzipiell ist folgender Lösungsweg zu verfolgen; die angegebenen Zeilen beziehen sich dabei auf das Formblatt (Bild H).

- 1) Vorgabe der **Straßenkategorie** und Festlegung der **angestrebten Reisegeschwindigkeit V_B** aus den Vorgaben der Straßennetzgestaltung (gemäß RAS-N, 1988). *[Zeilen 1 u. 2]*
- 2) Festlegung der **Linienführung** (nach RAS-L, 1995). *[Zeilen 7 bis 9]*
- 3) Bestimmung der **Bemessungsverkehrsstärke q_B** z. B. als Ergebnis der Prognoserechnung für den Kfz-Verkehr, einschließlich der Angabe des Schwerverkehrsanteils. *[Zeilen 3 u. 4]*
- 4) Wahl eines geeigneten **Straßenquerschnitts** (nach RAS-Q, 1996). *[Zeile 5]*
- 5) Festlegung der angestrebten **Qualitätsstufe des Verkehrsablaufs** nach den Vorgaben des Baulastträgers. *[Zeile 6]*
- 6) **Unterteilung** des Landstraßenabschnitts in **i Teilabschnitte** mit jeweils homogener Ausprägung der Einflussgrößen Fahrstreifenaufteilung und Längsneigung. *[Kopfzeile]*
- 7) Ermittlung der **Steigungsklasse** für jeden Teilabschnitt aus dem Geschwindigkeits-Weg-Diagramm des Bemessungs-Schwerfahrzeugs (HBS, Abschnitt 5.3.1). *[Zeilen 10 u. 11]*
- 8) Bestimmung des Einflusses durch die **Anzahl der wechselnden Abschnitte** (Position der Abschnitte in Fahrtrichtung) sowie deren **Abschnittslänge** (Kapitel 9.3.1 und 9.3.2). *[Zeilen 13 bis 18]*
- 9) ggf. Bestimmung des Einflusses in den zweistreifigen Abschnitten aufgrund von **planfreien Knotenpunkten** (Kapitel 10). *[Zeilen 19 bis 21]*
- 10) Auswahl des **zutreffenden q-V-Diagramms** und Bestimmung der erreichbaren Pkw-Reisegeschwindigkeiten $V_{R,i}$ (Bilder 9-4 bis 9-7). *[Zeilen 3, 12 u. 24 bzw. 22]*
- 11) Berechnung der **Verkehrsdichten k_i** (HBS, Abschnitt 5.4.1). *[Zeile 25]*
- 12) Ermittlung der **Qualitätsstufen des Verkehrsablaufs** für die einzelnen **Teilabschnitte** (Tabelle 9-2 oder Bilder 9-4 bis 9-7). *[Zeile 26]*
- 13) **Zusammenfassende Bewertung** des Landstraßenabschnitts (HBS, Abschnitt 5.6). *[Zeile 27 bis 29]*

Im Formblatt wird an einigen Stellen auf das **[HBS 2001]** verwiesen. Um das Berechnungsbeispiel auch ohne zusätzliche Lektüre verständlich zu machen, werden im folgenden die relevanten Gleichungen und Tabellen aus dem HBS aufgeführt.

Gleichung 5-4, HBS:
$$V_R = \frac{L}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{V_{R,i}}}$$
 mittlere Pkw-Reisegeschwindigkeit

mit V_R = mittlere Pkw-Reisegeschwindigkeit auf dem Landstraßenabschnitt [km/h]
 $V_{R,i}$ = mittlere Pkw-Geschwindigkeit auf dem Teilabschnitt i [km/h]
 L = Länge des Landstraßenabschnitts [km]
 L_i = Länge des Teilabschnitts i [km]
 n = Anzahl der Teilabschnitte [-]

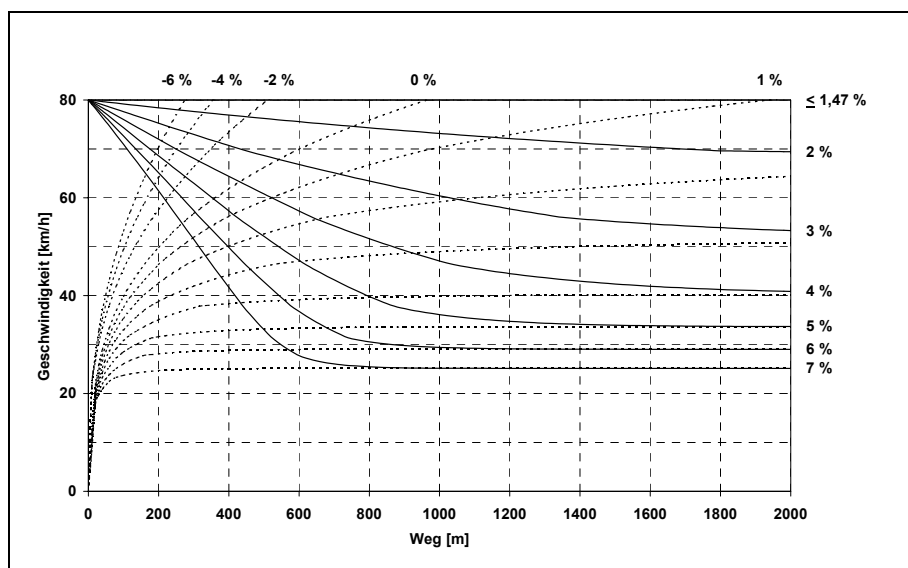
Gleichung 5-5, HBS:
$$k = \frac{\sum_{i=1}^n k_i \cdot L_i}{L}$$
 Mittelwert der Verkehrsdichte

mit k = mittlere Verkehrsdichte auf dem Landstraßenabschnitt [Kfz/(km*Richtung)]
 L_i = Länge des Teilabschnitts i [km]
 L = Länge des Landstraßenabschnitts [km]
 k_i = Verkehrsdichte auf dem Teilabschnitt i [Kfz/(km*Richtung)]
 n = Anzahl der Teilabschnitte [-]

Tabelle 5-1, HBS: Ermittlung der Steigungsklasse

maßgebende Geschwindigkeit des BSFz $V_{BSFz,i}$ [km/h]	Steigungsklasse i
$70 \leq V_{BSFz,1}$	1
$55 \leq V_{BSFz,2} \leq 70$	2
$40 \leq V_{BSFz,3} \leq 55$	3
$30 \leq V_{BSFz,4} \leq 40$	4
$0 \leq V_{BSFz,5} \leq 30$	5

Bild 5-1, HBS: Geschwindigkeitsprofile für das Bemessungs-Schwerfahrzeug (BSFz) bei unterschiedlichen Längsneigungen



Anhang 5: Berechnungsbeispiel für einen Streckenzug mit dem Straßentyp RQ 15,5

Teilabschnitt Nr.		1.1	1.2	2.1	2.2	3	4
1	Straßenkategorie (RAS-N)	A I					
2	angestrebte Reisegeschwindigkeit v_B [km/h]	90					
3	Bemessungsverkehrsstärke q_B [Kfz/h]	750	750	750	750	850	850
4	Schwerverkehrsanteil b_{SV} [%]	15%					
5	Querschnitt (RAS-Q)	RQ 15,5					
6	angestrebte Qualitätsstufe (Tab. 9-2) QSV_i	C					
7	Länge des Landstraßenabschnitts L_i [m]	1000	700	900	600	1500	1500
8	Anzahl der Fahrstreifen in Fahrtrichtung	2	2	1	1	2	1
9	Längsneigung (Höhenplan) s_i [%]	4%	0%	-5%	1%	0%	0%
10	maßgebende Geschwindigkeit des BSFz (Bild 5-1, HBS) $v_{BSFz,i}$ [km/h]	64	63	80	80	80	80
11	Steigungsklasse (Tab. 5-1, HBS) [-]	2	2	1	1	1	1
12	Erreichbare Pkw-Reisegeschwindigkeit (Bilder 9-4 bis 9-7) $v_{R,i}$ [km/h]	97,0	97,0	83,6	83,6	97,2	81,7
13	Relevante Abschnittslänge zur Längenkorrektur (Kapitel 9.3.1) [m]	1700	1700	1500	1500	1500	1500
14	Δv aufgrund der Abschnittslänge (Bild 7-4) [km/h]	+2,5	+2,5	-1,2	-1,2	+1,5	-1,2
15	Längenkorrekturfaktor f_1 (Bild 9-1) [-]	0,977	0,977	1,012	1,012	0,986	1,012
16	Position des Abschnitts auf der Strecke	1	1	1	1	2	2
17	Δv aufgrund der Abschnittsposition (Tab. 7-2) [km/h]	0	0	0	0	-3,3	-1,2
18	Korrekturfaktor für die Abschnittsposition f_2 (Tab. 10-3) [-]	1	1	1	1	1,03	1,01
19	Verhältnis q_{EF}/q_{dF} [-]	-	-	-	-	0,42	-
20	Δv aufgrund der Einfahrt (Bild 10-14) [km/h]	-	-	-	-	-6,0	-
21	Korrekturfaktor Einfahrt f_3 (Bild 10-22) [-]	1	1	1	1	1,062	1
22	Korrigierte Bemessungsverkehrsstärke ($=q_B \times f_1 \times f_2 \times f_3$) q_B^* [Kfz/h]	733	733	759	759	917	869
23	fiktive Geschwindigkeit (Rechengröße) (Bilder 9-4 bis 9-7) $v_{R,i}^*$ [km/h]	97,2	97,2	83,4	83,4	96,6	81,3
24	Korrigierte, erreichbare Reisegeschwindigkeit (Zeilen 12+14+17+20) $v_{R,i}^o$ [km/h]	99,5	99,5	82,4	82,4	89,4	79,3
25	Verkehrsdichte ($=q_{B,i}/v_{R,i}$) bzw. ($=$ Zeile 3/Zeile 24) k_i [Kfz/km]	7,5	7,5	9,1	9,1	9,5	10,7
26	Qualitätsstufe des Teilabschnitts QSV_i [-] (Tab. 9-2 oder Bilder 9-4 bis 9-7)	C	C	C	C	C	D
Fortsetzung mit der zusammenfassenden Bewertung für die Gesamtstrecke auf der nächsten Seite							

27	mittlere Pkw-Reisegeschwindigkeit aus Zeile 24 (Gl. 5-4, HBS) v_R [km/h]	84,45
28	mittlere Verkehrsdichte aus Zeile 25 (Gl. 5-5, HBS) k [Fz/km]	9,43
29	Qualitätsstufe des Verkehrsablaufs (Tab. 9-2) QSV_{Ges} [-]	C

Bild H: Berechnungsbeispiel Landstraßenabschnitt mit 2+1-Verkehrsführung

Ergebnis:

Die angestrebte Qualität des Verkehrsablaufs („Stufe C“) wird auf der geplanten Ortsumgehung bei den prognostizierten Verkehrsbelastungen erreicht. Lediglich im Teilabschnitt 4 wird mit Stufe „D“ ein schlechtere Qualität erreicht. Die angestrebte Geschwindigkeit v_B nach RAS-N 1988 wird hingegen nicht erreicht.

Anmerkungen:

Im Kapitel 9.3 wurde darauf hingewiesen, dass die Ermittlung von Korrekturfaktoren zur Berücksichtigung von Einflüssen auf die Pkw-Reisegeschwindigkeit lediglich dem Ablesekomfort in den q-v-Diagrammen dient. Im Formblatt sind die betreffenden *Zeilen 15, 18, 21 in kursiver Schrift* ausgefüllt, darüber hinaus auch die *Zeilen 22 und 23*, in denen die durch die Einflussfaktoren korrigierte Bemessungsverkehrsstärke sowie eine zur Berechnung der Verkehrsdichte notwendige, jedoch nicht der tatsächlich erreichbaren Pkw-Reisegeschwindigkeit (Zeile 24) entsprechende Rechengröße angegeben sind. Die in Zeile 25 zu bestimmende Verkehrsdichte kann entweder über den Quotienten aus Zeile 3 und Zeile 24 berechnet werden, bzw. unter Berücksichtigung der Werte aus Zeile 22 direkt in den Diagrammen (Bild 9-4 bis 9-7) abgelesen oder alternativ auch über den Quotienten aus Zeile 22 und Zeile 23 berechnet werden.

Ein Vergleich der Zeilen 23 und 24 zeigt insbesondere am Beispiel des Teilabschnitts 3, welche Unterschiede zwischen der Rechengröße und der tatsächlich erreichbaren Pkw-Geschwindigkeit bestehen können. Vor diesem Hintergrund sollte in Fachkreisen diskutiert werden, ob auf die Vorgehensweise über Korrekturfaktoren verzichtet werden soll, um zu verhindern, dass die lediglich aus Gründen der Umrechnung angegebene „Geschwindigkeit“ als tatsächlich erreichbaren Pkw-Geschwindigkeit interpretiert wird.

Bilder- und Tabellenverzeichnis im Anhang

Bild A: Geschwindigkeitsprofile für die B 3 Pattensen (beide Fahrtrichtungen).....	17
Bild B: Geschwindigkeitsprofile für die B 4 Uelzen (beide Fahrtrichtungen).....	19
Bild C: Geschwindigkeitsprofile für die B 7 Kaufungen (beide Fahrtrichtungen).....	20
Bild D: Geschwindigkeitsprofile für die B 33 Gengenbach (beide Fahrtrichtungen)	21
Bild E: Geschwindigkeitsprofile für die B 54 Altenberge (beide Fahrtrichtungen).....	22
Bild F: Kurvenpassung am Beispiel des Einflusses der Abschnittslänge auf die Reisegeschwindigkeiten...	25
Bild G: Streckenbezogene Einflussgrößen für das Berechnungsbeispiel.....	27
Bild H: Berechnungsbeispiel Landstraßenabschnitt mit 2+1-Verkehrsführung.....	31
Tabelle A: Ermittlung der Geschwindigkeitsdifferenz infolge unterschiedlicher Abschnittslängen (Beispiel 1)	23
Tabelle B: Ermittlung der Geschwindigkeitsdifferenz infolge unterschiedlicher Abschnittslängen (Beispiel 2)	24
Tabelle C: Ausprägung der Faktoreffekte aus der Varianzanalyse infolge unterschiedlicher Abschnittslängen	24
Tabelle D: Regressionsrechnung zur Beschreibung des Einflusses der Abschnittslänge auf die Reisegeschwindigkeiten	25
Tabelle E: Berechnung der Funktionswerte im makroskopischen Modell der q-v-Beziehungen.....	26
Tabelle F: beispielhafte Berechnung der Korrekturfaktoren.....	26